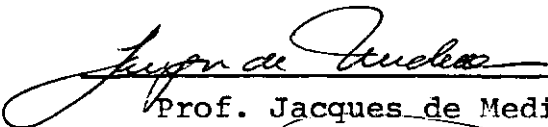


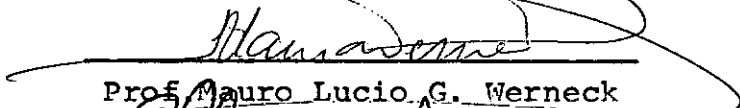
ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS DE UM SOLO ARENOSO

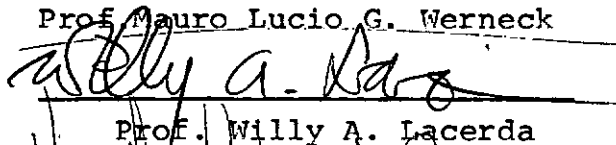
Ernesto Simões Preussler

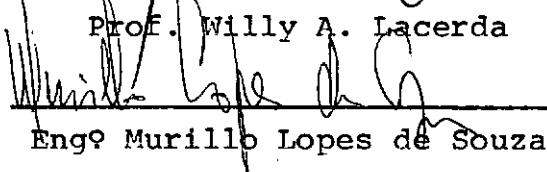
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE
JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.).

Aprovada por:


Prof. Jacques de Medina
(Presidente)


Prof. Mauro Lucio G. Werneck


Prof. Willy A. Lacerda


Engº Murillo Lopes de Souza

RIO DE JANEIRO, R.J.-BRASIL
NOVEMBRO DE 1978

PREUSSLER, ERNESTO SIMÕES

Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso. |Rio de Janeiro| 1978.

VIII, 141 p., 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1978).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Centro de Tecnologia - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia. Programa de Engenharia Civil ; Área: Mecânica dos Solos.

1. Ensaio triaxiais dinâmicos I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

À minha esposa, pelo incentivo e
momentos de compreensão.

A meu filho, pelo amor.

A meus pais, pela vida e dedicação.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Jacques de Medina, pela valiosa orientação e pela dedicação e amizade demonstrada durante este período.

Ao Prof. João Previtera Filho, pela assistência e pelas sugestões na parte inicial deste trabalho.

Ao Instituto de Pesquisas Rodoviárias, pelo patrocínio.

Ao Eng^o Salomão Pinto, pela colaboração prestada na coleta das amostras e trabalhos de campo.

Ao Eng^o Mario Kabalem Restom, por ter tornado sempre mais fácil o entrosamento com a DPq-IPR.

Ao Técnico Amauri Cavalcanti de Lima, pelo auxílio eficiente no trabalho de laboratório.

Aos laboratoristas da área de Mecânica dos Solos, pela constante participação nos trabalhos de laboratório.

Aos colegas do Laboratório de Eletrônica da COPPE/UFRJ, pela assistência valiosa na montagem e manutenção da aparelhagem.

Aos professores da área de Mecânica dos Solos, pe

los esclarecimentos de dúvidas surgidas no decorrer deste trabalho.

À desenhista Maria de Fátima Almeida Seabra, pelos desenhos.

SINOPSE

Realizaram-se ensaios dinâmicos (ou de cargas repetidas) com um solo arenoso fino, residual de arenito, utilizado na camada de sub-base de um pavimento flexível do Rio Grande do Sul, a fim de determinar o seu módulo resiliente.

Relata-se o procedimento de montagem do equipamento, sua calibração e funcionamento. Utilizou-se um sistema de ar comprimido para aplicação da carga axial e da pressão confinante, transdutores mecano-eletromagnéticos tipo LVDT, e oscilógrafo.

Ensaïaram-se os corpos-de-prova a diferentes pontos da curva de compactação, graus de saturação, tensões confinantes, tensões-desvio, frequências e durações da tensão-desvio. Efetuaram-se alguns ensaios triaxiais convencionais não-adensados e não-drenados, e ensaios CBR, numa tentativa de obter correlações do módulo resiliente com outros parâmetros, tais como o módulo de deformação e o índice CBR. Apresentam-se, também, alguns resultados de ensaios dinâmicos com medições de pressão neutra.

Os resultados dos ensaios triaxiais foram utilizados no programa de cálculo automático FEPAVE a fim de avaliar de quanto a deformação elástica ou resiliente do pavimento pode ser atribuída às características resilientes do solo arenoso fino. Comenta-se este tipo de abordagem nos estudos da Mecânica dos Pavimentos, a qual permite simular o comportamento estrutural em condições não previstas no atual método de dimensionamento de pavimentos.

ABSTRACT

Dynamic triaxial (or repeated load) tests were performed with a fine sandy soil, residual material of sandstone, used in a sub-base layer of a flexible pavement in the State of Rio Grande do Sul, in order to determine its resilient modulus.

The procedures for setting up the testing equipment, calibrating and using it, are described. A compressed air system for applying axial loads and confining pressure, LVDT's transducers, and an oscillograph were used.

Soil specimens were tested at different points of a compaction curve, varying degrees of saturation, confining pressures and deviator stresses, frequencies and duration of deviator stress. Some conventional triaxial tests, unconsolidated undrained, and CBR test were made in order to seek possible correlations of resilient modulus with other parameters, such as deformation modulus and CBR. Also presented a few results of dynamic tests with pore-pressure measurements.

Triaxial test results were used as input of the automatic program FEPAVE for the evaluation of how much elastic or resilient deformation of the pavement could be attributed to the resilient characteristics of the fine sandy soil. Comments are made concerning this approach in Pavement Mechanics studies for simulation of structural behaviour not considered in present method of pavement design.

ÍNDICE

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 - Efeito do Número de Repetições da Tensão-Desvio	
2.1.1 - Materiais Granulares Secos	7
2.1.2 - Materiais Não-Saturados	8
2.1.3 - Materiais Saturados	8
2.2 - Efeito da Duração e Frequência do Carregamento	10
2.3 - Efeito da História de Tensões	11
2.4 - Efeito do Nível de Tensão Aplicado	13
2.5 - Efeito do Grau de Saturação	14
2.6 - Efeito da Densidade	15
2.7 - Efeito do Teor de Finos	15
2.8 - Resumo da Pesquisa de Hicks	16
2.8.1 - Metodologia dos Ensaio de Laboratório	16
2.8.2 - Conclusões	18
2.9 - Resumo do Trabalho de J.J.Allen	19
2.9.1 - Ensaio de Laboratório	19
2.9.2 - Análise de Tensões e Deformações	21
2.9.3 - Conclusões do Estudo de Allen	24
CAPÍTULO III - EQUIPAMENTO DE LABORATÓRIO E TÉCNICA DE ENSAIO	27
3.1 - Descrição do Equipamento	27
3.2 - Causas de Erro	30
3.3 - Limitações do Equipamento	32
3.4 - Procedimento de Ensaio	33

CAPÍTULO IV - CARACTERÍSTICAS DO SOLO ESTUDADO	35
4.1 - Dados Geotécnicos e Físico-Químicos	35
4.2 - Ensaaios de Compactação	37
CAPÍTULO V - ENSAIOS PRELIMINARES	41
CAPÍTULO VI - ESCOLHA DA METODOLOGIA	46
6.1 - Primeira Etapa de Ensaaios	47
6.1.1 - Resultados do Primeiro Ensaio	50
6.1.2 - Resultados do Segundo Ensaio	50
6.2 - Análise de Erros	52
6.3 - Conclusões dos Resultados dos Ensaaios da Primeira Etapa	53
6.4 - Segunda Etapa de Ensaaios	54
6.4.1 - Fases do Ensaio	54
6.5 - Resultados e Conclusões Finais sobre a Metodologia	55
CAPÍTULO VII - INFLUÊNCIA DAS TENSÕES APLICADAS NAS PROPRIEDADES RESILIENTES DO SOLO ESTUDADO	58
7.1 - Influência da Tensão-Desvio	60
7.2 - Influência da Pressão Confinante	61
7.3 - Determinação dos Parâmetros de Resiliência ..	65
7.4 - Influência da Drenagem no Valor dos Módulos ..	72
CAPÍTULO VIII - OUTROS FATORES QUE AFETAM O MÓDULO RESILIENTE	77
8.1 - Efeito do Grau de Saturação	77
8.2 - Efeito da Frequência e Duração do Carregamento	
8.2.1 - Efeito da Frequência	82
8.2.2 - Efeito da Duração do Carregamento ...	88
8.3 - Efeito da Umidade e Densidade ao Longo da Curva de Compactação	93

CAPÍTULO IX - CORRELAÇÃO COM OUTROS PARÂMETROS	98
9.1 - Ensaios CBR	98
9.2 - Ensaios Triaxiais Tipo Não-Adensado, Não-Drenado (UU)	101
CAPÍTULO X - MEDIÇÃO DE PRESSÃO NEUTRA EM ENSAIO DINÂMICO	117
CAPÍTULO XI - ANÁLISE DA DEFORMABILIDADE DE UM PAVIMENTO	122
CAPÍTULO XII - CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS	132
12.1 - Conclusões	132
12.2 - Sugestões de Pesquisas	135
BIBLIOGRAFIA	136

CAPÍTULO I

I N T R O D U Ç Ã O

O projeto de pavimentos flexíveis bem concebido deve atender à limitação das tensões que possam provocar ruptura por cisalhamento, a de deformações excessivas por recalques devido à má compactação e, também, a de deformações resilientes (elásticas ou recuperáveis) que por sua repetição sob as cargas transientes pode levar à ruptura por fadiga do revestimento de concreto asfáltico ou de camada de base dotada de rigidez inicial. As trincas formadas se propagam com o tempo, permitem a infiltração d'água e esta acelera a deterioração do pavimento.

A fadiga dos materiais não é, em nosso meio, levado em conta na prática comum de dimensionamento de pavimento com revestimento de concreto asfáltico. Ela o é no de pavimentos de concreto de cimento Portland.

Portanto, um pavimento que esteja bem dimensionado em função do CBR, não apresentando grandes deformações permanentes, poderá apresentar deformações elásticas (recuperáveis) superiores a determinados valores considerados limites para que não ocorra fadiga prematura do revestimento ou base cimentada.

Aumenta de importância, então, a utilização de procedimentos técnico-experimentais que possam predizer este tipo de deformação. Assim, o conhecimento das tensões e deforma-

ções em uma seção de pavimento proposta permitirá avaliar a ocorrência de fadiga durante o período do projeto.

A natureza instantânea e recuperável das deformações tem levado a maioria dos pesquisadores a utilizarem teorias elásticas na sua determinação. Entretanto, segundo eles, os métodos numéricos e as técnicas computacionais existentes, como soluções elásticas em camadas ou, mais modernamente, solução por elementos finitos, fornecem resultados com boa aproximação desde que os parâmetros utilizados (módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson) sejam representativos do comportamento dos materiais quando submetidos ao carregamento repetido de tráfego.

Por isso, ensaios de laboratório têm sido desenvolvidos para estudar materiais de pavimentação sob condições de carregamento similares àsquelas encontradas no campo. Entre elas está o "ensaio triaxial de carga repetida ou triaxial dinâmico" para solos finos e granulares não tratados, permitindo a determinação do módulo resiliente sob diferentes condições de umidade e densidade, pressão confinante, tensão-desvio, frequência e duração da tensão-desvio, compatíveis com aquelas condições comumente encontradas nos pavimentos.

O termo "resiliência" foi adotado por Hveem ao invés de elasticidade, pois que, segundo ele, os movimentos em causa são muito maiores do que os de vários sólidos elásticos como o vidro, concreto, aço, etc.

Em fins de 1977 iniciou-se o projeto de pesquisa

COPPETEC intitulado "DINAPAV - Estudo das Propriedades Dinâmicas dos Solos e Materiais de Pavimentação". Na sua primeira etapa o projeto DINAPAV compreende dois objetivos principais:

- 1 - Montar um equipamento para a realização de ensaios triaxiais dinâmicos (carga repetida) em solos e estabelecer uma metodologia para a determinação do módulo resiliente dos solos.
- 2 - Estudar, especificamente, o pavimento flexível da BR-290 , no Estado do Rio Grande do Sul, entre Porto Alegre e Osório, cujos defeitos têm sido atribuídos à característica excessivamente resiliente do solo de arenito utilizado na sub-base, embora o material atenda às exigências das especificações do DNER para sub-base estabilizada granulometricamente.

A pesquisa DINAPAV engloba um trabalho prévio de campo realizado pelo Autor com engenheiros do DNER, ensaios triaxiais dinâmicos em laboratório com determinação do módulo resiliente dos materiais e uma análise profunda do comportamento do pavimento em estudo. A determinação dos módulos resilientes permitirá o cálculo das deformações e a caracterização dos solos quanto à resiliência.

Este trabalho de tese, como parte da pesquisa , propõe-se, especificamente, a dar uma introdução à técnica de realização de ensaios triaxiais dinâmicos, mostrar a influência de vários fatores no valor do módulo resiliente de um solo e exemplificar o cálculo das tensões e deformações com o emprego de técnicas computacionais (programa FEPAVE). Com este propósito

to realizou-se uma longa série de ensaios triaxiais dinâmicos com o solo de arenito do Rio Grande do Sul, sob diferentes condições de umidade, densidade, graus de saturação, tensões de confinamento e de desvio, frequência e duração da tensão-desvio. A título de ilustração fêz-se ensaios tipo triaxiais UU e CBR numa tentativa de correlacionar o módulo resiliente e outros parâmetros (módulos de deformação e CBR).

Apresentam-se valores de módulos resilientes típicos de outros solos, baseados principalmente nos estudos de Seed, Chan, Monismith, Hicks e Barksdale, que serão referidos nos capítulos seguintes.

A fim de complementar a montagem do equipamento, fêz-se a instalação de células de pressão que permitiram a realização de alguns ensaios dinâmicos com registro no oscilógrafo de pressão neutra estática e transiente.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Vários pesquisadores têm estudado o comportamento de solos finos coesivos e solos ou materiais granulares em ensaios triaxiais de carga repetida. Os solos são submetidos a cargas repetidas de duração e frequências comparáveis às que ocorrem nos pavimentos. O módulo de deformação é determinado pela seguinte expressão:

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r}$$

onde:

M_r = módulo de deformação resiliente

σ_d = tensão-desvio aplicada repetidamente

ϵ_r = deformação específica axial resiliente correspondente a um número particular de repetição da tensão-desvio

As deformações resilientes são deformações elásticas no sentido de que são recuperáveis. Entretanto, não variam, necessariamente, de modo linear com as tensões aplicadas, e dependem de vários fatores que não são considerados segundo o conceito convencional de elasticidade.

Neste capítulo relatam-se sumariamente os resultados de alguns estudos fundamentais sobre os fatores que afetam

o comportamento resiliente de materiais granulares submetidos a tensões repetidas. Comenta-se, também, a utilização dos dados de ensaios de laboratório (ensaios dinâmicos) na verificação do desempenho de um determinado perfil de pavimento.

Estes assuntos têm sido estudados e recapitulados por Hicks, Seed, Chan, Mitry, Monismith, Barksdale, Yeaman, Haynes e Yoder, Kalcheff, Allen e muitos outros cujas referências estão citadas mais adiante. Baseado nos trabalhos destes pesquisadores, os seguintes fatores podem afetar o comportamento resiliente de materiais granulares:

- pressão confinante (σ_3)
- razão de tensões principais (σ_1/σ_3)
- número de repetições da tensão-desvio
- história de tensões
- duração e frequência de aplicação da tensão-desvio
- tipo do agregado
- graduação das partículas ou percentagem de material que passa na peneira 200
- densidade e umidade de compactação
- tamanho máximo do agregado
- grau de saturação
- temperatura

Portanto, a determinação de um valor apropriado para o módulo resiliente deve levar em consideração a influência de todos estes fatores. Embora a influência de alguns possa ser eliminada ou reduzida através de um método apropriado de ensaio e preparação de amostras, a grande dificuldade é a varia

ção do módulo com o nível de tensão aplicado.

A seguir apresentam-se resultados e conclusões de diversas pesquisas sobre a influência dos vários fatores no módulo resiliente de materiais granulares. Estes estudos encontram-se descritos ou recapitulados nos trabalhos anteriormente citados. As contribuições desses pesquisadores estão descritos sob o título de cada um dos fatores influentes, dando-se, porém, destaque às contribuições de Hicks e Allen em sub-ítems especiais.

2.1 - EFEITO DO NÚMERO DE REPETIÇÕES DA TENSÃO-DESVIO

2.1.1 - Materiais Granulares Secos

Variações irregulares do módulo resiliente a pequeno número de repetições são atribuídas a contatos irregulares entre a amostra de solo e o cabeçote ("top cap") e a base da célula triaxial.

Têm-se observado que o módulo tanto aumenta como diminui com o número de repetições, e que esta variação depende do índice de vazios crítico, da densidade do material e do valor da tensão repetida aplicada.

É citado por Hicks⁴, que para níveis baixos de tensão, Seed e outros (1967) observaram pequenas mudanças no módulo após 100 repetições, enquanto para valores altos de tensão,

Chen observou efeitos de dilatação nas amostras de solo, provocando mudanças no módulo com o número de repetições.

2.1.2 - Materiais Não Saturados

Continuam sendo válidas aqui as conclusões obtidas para materiais secos.

Em amostras ensaiadas na condição drenada, Dunlap, segundo Hicks⁴, observou o fenômeno de densificação e o aumento do módulo com o número de repetições, quando o índice de vazios era maior que o índice de vazios crítico. Quando o índice de vazios era inferior ao crítico, verificou o efeito de dilatação e a redução da resistência e do módulo com o aumento do número de repetições.

Chang, conforme Hicks⁴, verificou que o módulo resiliente não varia significativamente com o número de repetições da tensão-desvio.

2.1.3 - Materiais Saturados

Em solos saturados, cada aplicação da tensão-desvio pode causar um acréscimo ou decréscimo na pressão neutra, dependendo esta variação das condições do material, e do valor das tensões aplicadas.

A variação da pressão neutra é parcialmente dissi

pada por ocasião da remoção da tensão-desvio, e será totalmente dissipada se houver um intervalo de tempo suficiente entre duas aplicações sucessivas. Se as tensões são repetidas a curtos intervalos, a drenagem completa não pode ocorrer, havendo aumento ou redução acumulativa de pressão neutra⁴.

Estudos de laboratório têm demonstrado que em a mostras saturadas ou próximas da saturação, os ensaios de longa duração podem provocar variações na pressão neutra e, consequentemente, variações no módulo.

Verificaram Seed e outros, conforme Hicks⁴, que amostras drenadas apresentam módulos maiores do que os das amostras não-drenadas, devido ao desenvolvimento de pressões neutras nestas últimas.

Verificou Dunlap, segundo Hicks⁴, que um módulo drenado é, aproximadamente, uma vez e meia maior do que o módulo não-drenado após 100 a 200 repetições.

Realizou Hicks⁴ ensaios triaxiais que demonstraram que, para materiais secos, o módulo é aproximadamente constante após 200 aplicações da tensão-desvio. Em materiais não saturados o módulo variou de 11% a 15% entre 200 e 25.000 aplicações. Materiais saturados apresentaram um decréscimo no mó-dulo após 1.000 aplicações da tensão-desvio, devido ao desenvolvimento de pressão neutra. De acordo com Hicks⁴, o excesso de pressão neutra gerado é devido principalmente à deformação permanente inicial que ocorre durante as primeiras repetições. Por

isso, nos seus ensaios, as amostras saturadas foram condicionadas em um estado drenado durante 1000 aplicações da tensão-desvio, a fim de eliminar o efeito da deformação permanente inicial no desenvolvimento de pressões neutras. Este procedimento permitiu que as mudanças nas propriedades de tensão-deformação do solo não ocorressem tão rapidamente.

2.2 - EFEITO DA DURAÇÃO E FREQUÊNCIA DO CARREGAMENTO

O tempo de atuação de carga repetida é estabelecido em função da velocidade dos veículos e do ponto no interior dos pavimentos onde se deseja calcular o módulo resiliente⁹. A frequência de aplicação é função das condições de tráfego da estrada em estudo.

Resultados de ensaios triaxiais de carga repetida em areias siltosas indicam que:

- diminuindo a duração da carga de 20 minutos para 0,3 segundo, o módulo aumenta aproximadamente de 18% a 20%^{15,1}.

- aumentando a frequência, os módulos podem aumentar de 50% a 100%, dependendo da densidade e umidade de ensaio^{15,1}.

Poucos estudos foram feitos sobre este assunto.

2.3 - EFEITO DA HISTÓRIA DE TENSÕES

Os materiais de pavimentos têm um comportamento não linear, dependente do tempo e da história de tensões. Por isso, é necessário ensaiá-los sob condições aplicáveis àquelas encontradas nos pavimentos.

Para que uma única amostra de solo seja ensaiada a vários níveis de tensões e determinado o módulo resiliente para cada nível, é necessário eliminar ao máximo o efeito da história de tensões no comportamento resiliente.

Quando um determinado solo não-coesivo (areia ou pedregulho) é submetido a um carregamento repetido, grandes deformações permanentes ocorrem durante os primeiros ciclos da carga, como consequência de movimentos relativos entre partículas, ou fratura das mesmas nos pontos de contato. Com a repetição de carregamento, o material adquire rigidez e as deformações permanentes ao final de cada ciclo da carga aplicada diminuem até tornarem-se muito pequenas ou nulas. A partir deste instante, o solo apresenta um arranjo estável de partículas e um comportamento quase elástico no sentido de que toda a deformação nele causada pelo carregamento é recuperável quando este é retirado. Nestas condições o módulo do material torna-se aproximadamente constante.

Em ensaios triaxiais de carga repetida, uma única amostra de solo pode ser utilizada para determinar o módulo a vários níveis de carregamento, desde que:⁴

- a amostra seja previamente submetida a carregamentos repetidos de valores variados, compatíveis com os encontrados nos pavimentos, a fim de eliminar as deformações permanentes iniciais, dando ao material uma condição de pré-adensamento;

- em materiais saturados ou próximos da saturação, estes carregamentos prévios devem ser realizados na condição drenada, evitando mudanças a curto prazo na pressão neutra;

- o módulo resiliente deve ser determinado após um número mínimo de repetições, acima do qual ele permanece aproximadamente constante.

Este procedimento de ensaio de laboratório submete o material a condições similares às encontradas nos pavimentos. No período inicial pós-construção, carregamentos variados e repetidos, provenientes de veículos com diferentes pesos, provocam no pavimento grandes deformações permanentes. Após este período inicial de acomodamento, os pavimentos adquirem um comportamento tensão-deformação aproximadamente constante. Contudo, variações a longo prazo no módulo resiliente e nas propriedades tensão-deformação poderão ser função de vários outros fatores não representáveis em ensaios correntes de laboratório.

2.4 - EFEITO DO NÍVEL DE TENSÃO APLICADO

Estudos sobre o comportamento resiliente de solos não-coesivos (areias e pedregulhos) submetidos a tensões axiais repetidas, indicam que o módulo resiliente aumenta muito com a pressão confinante e é relativamente pouco atingido pelo valor da tensão-desvio repetida, desde que esta tensão não cause excessiva deformação plástica.

Definiu Biarez a seguinte relação:

$$M_r = K_1' \theta^{K_2'}$$

onde:

θ = soma das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)

K_1' e K_2' = constantes determinadas experimentalmente

Definiu Dunlap a seguinte relação:

$$M_r = K_3 + K_4(\sigma_r + \sigma_\theta)$$

onde:

K_3 = módulo para a condição não confinada

σ_r , σ_θ = tensões radiais e tangenciais

K_4 = constante determinada experimentalmente

Também muito utilizada é a relação:

$$M_r = K_1 \sigma_3^{k_2}$$

onde K_1 e K_2 são constantes determinadas experimentalmente.

Estas expressões são citadas por Yeaman¹⁶, Hicks⁴, Allen⁵.

2.5 - GRAU DE SATURAÇÃO

Comparações feitas em termos de tensões totais demonstram que o módulo resiliente decresce quando o grau de saturação aumenta.

Segundo Morgan, citado por Hicks⁴, o comportamento de areias saturadas com drenagem livre difere muito pouco do das areias secas. Entretanto, as amostras saturadas apresentam uma tendência de mostrarem maiores deformações permanentes e recuperáveis.

De acordo com Hicks⁴, Barber sugeriu que a presão nos poros crítica que afeta a resistência da camada de base do pavimento pode ser controlada pela gradação e drenagem, tal que o material quando compactado tenha índice de vazios correspondente a um grau de saturação inferior a 80%.

Thompson, segundo Hicks⁴, diz que aos maiores graus de saturação correspondem as maiores deformações permanentes, devido ao desenvolvimento de pressões neutras transientes.

2.6 - DENSIDADE

Os poucos estudos realizados sobre a influência da densidade demonstraram que o módulo resiliente aumenta quando o índice de vazios diminui.

Hicks⁴ verificou que teores elevados de finos podem reduzir sensivelmente o efeito da densidade.

Allen⁵ verificou que o efeito da densidade não é o mesmo para diferentes tipos de solos.

2.7 - TEOR DE FINOS (% QUE PASSA NA PENEIRA Nº 200)

Yoder e Haynes¹⁰ concluíram que o efeito do teor de finos depende do tipo do agregado; é pequeno seu efeito no módulo resiliente.

Na opinião de Barber, conforme Hicks⁴, o teor de finos tem grande efeito na deformação permanente de bases com graus de saturação elevados.

Segundo Thompson, citado por Hicks⁴, a presença de finos afeta a permeabilidade dos materiais, prejudicando a drenagem.

De acordo com Hicks⁴, o teor de finos pode afetar a influência da densidade no módulo. Teores de finos elevada

dos, da ordem de 10%, podem eliminar a influência da densidade elevada no aumento do valor do módulo resiliente.

2.8 - RESUMO DA PESQUISA DE HICKS

Realizou R.G.Hicks⁴ sua pesquisa para a tese de doutoramento na Universidade da Califórnia, Berkeley, referente às propriedades resilientes de material granular. Os ensaios triaxiais de carga repetida por ele realizados permitiram a verificação da influência do tipo de agregado, densidade, graduação das partículas, grau de saturação e nível de tensões no comportamento resiliente dos solos estudados. O tipo de agregado refere-se à textura e forma das partículas e para o estudo da influência deste fator dois solos foram ensaiados: pedregulho bem graduado com partículas subangulares (agregado parcialmente britado) e material bem graduado com partículas angulares (agregado britado).

2.8.1 - Metodologia dos Ensaios de Laboratório

Os ensaios foram realizados em amostras secas e amostras parcialmente saturadas. As amostras de solo compactadas foram submetidas a 1000 repetições com a pressão confinante de $0,7 \text{ kgf/cm}^2$ e tensão-desvio de $1,05 \text{ kgf/cm}^2$. Este procedimento inicial teve a finalidade de eliminar irregularidades no contato entre o solo e o cabeçote e base da célula triaxial, além de reduzir as deformações permanentes iniciais. Os módulos

resilientes foram determinados por Hicks da seguinte maneira:

- com $\sigma_3 = 0,7 \text{ kgf/cm}^2$, variou σ_d do valor mais alto ao valor mais baixo e determinou o módulo para cada valor de σ_d após 50 a 100 repetições;
- aumentou σ_3 até o valor mais alto mantendo a mesma variação de σ_d ;
- reduziu σ_3 até o valor mínimo, mantendo a mesma variação de σ_d .

A diferença entre os valores iniciais e finais dos módulos foi aproximadamente 5%. Quando esta diferença era maior, a sequência era novamente aplicada até que os módulos obtidos fossem constantes.

Os resultados demonstraram a seguinte tendência:

- o módulo resiliente teve uma variação não muito bem definida com a tensão-desvio, embora a maioria dos ensaios demonstrassem um crescimento do módulo com tensões-desvio crescentes para relações de tensões principais (σ_1/σ_3) maiores do que 2;
- o módulo resiliente cresceu quando as pressões confinantes aumentaram.

As amostras de solo saturadas foram condicionadas em um estado drenado da mesma maneira que as amostras secas e as parcialmente saturadas. As tensões durante o ensaio e os módulos correspondentes foram calculados para o estado não-drenado.

2.8.2 - Conclusões

As conclusões a que chegou Hicks são as seguintes:

- 1 - O comportamento de materiais granulares em carregamento repetido é não-linear.
- 2 - O módulo resiliente aumenta muito com a pressão de confinamento e a soma das tensões principais, variando pouco com as tensões axiais repetidas.
- 3 - Para uma determinada condição de tensão, o módulo cresce com aumento de densidade.
- 4 - A influência do teor de finos é pequena.
- 5 - O tipo de agregado tem uma influência considerável no módulo resiliente.
- 6 - O módulo resiliente diminui com o aumento do grau de saturação, quando se consideram as tensões totais.

2.9 - RESUMO DO TRABALHO DE J.J.ALLEN

Realizou Allen ⁵ um trabalho sobre o efeito de alguns fatores (densidade, história de tensões, duração da tensão-desvio, tipo de material) no comportamento resiliente de materiais granulares. Investigou, também, o efeito de tensões confinantes repetidas em ensaios triaxiais dinâmicos e fez uma análise de dois perfis de pavimento idealizados.

2.9.1 - Ensaaios de Laboratório

Três tipos de materiais granulares foram submetidos a ensaios triaxiais de carga repetida.

Ensaaios preliminares realizados a fim de verificar os fatores que afetam as propriedades dos materiais, concordaram muito bem com as conclusões a que chegaram Hicks na sua tese e outros pesquisadores.

As amostras foram compactadas na umidade ótima para três energias de compactação e ensaiadas a vários níveis de tensão.

Os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos foram submetidos à análise estatística a fim de determinar os parâmetros K_1 e K_2 da equação: $M_r = K_1 \theta^{K_2}$.

Os parâmetros acima foram determinados em en-

saos triaxiais dinâmicos com tensões confinantes constantes e com tensões confinantes repetidas, resultando valores diferentes em ambos os ensaios (fig. 1).

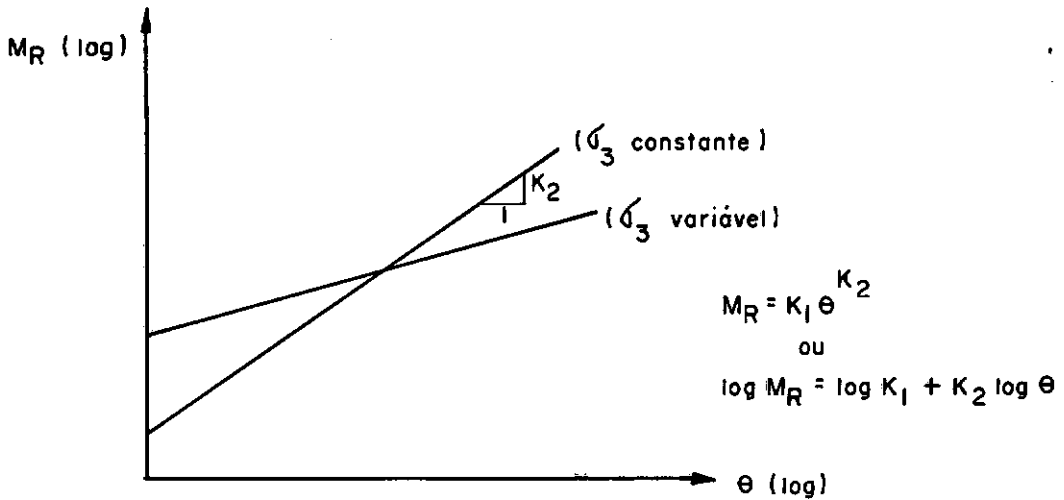


FIG.1 — Módulo resiliente determinado em ensaio dinâmico com tensão confinante constante e tensão confinante variável.

A fig. 1 mostra como variaram, em geral, os parâmetros K_1 e K_2 nos ensaios dinâmicos com tensões confinantes constantes e tensões confinantes variáveis realizados por Allen. Entretanto, esta variação não foi observada para todas as amostras e a magnitude da diferença entre as retas dependeu do tipo de material ensaiado.

2.9.2 - Análise de Tensões e Deformações

A fim de verificar a influência dos parâmetros de resiliência K_1 e K_2 dos materiais granulares nas tensões e deformações das camadas de um pavimento, procedeu Allen à análise de dois perfis de pavimento, um deles comum e o outro invertido (sub-base estabilizada subjacente à base granular). O subleito é argiloso (fig. 2).

Os valores dos módulos de deformação dos materiais granulares e argilosos foram obtidos em ensaios triaxiais de carga repetida e expressos em função do nível de tensões e existentes nas camadas do pavimento. Os módulos da sub-base estabilizada e do concreto asfáltico foram arbitrados, variando apenas o módulo do último com a temperatura.

Utilizando técnica computacional baseada em elementos finitos, Allen calculou os valores de quatro indicadores considerados mais importantes do comportamento de um pavimento, a saber:

- 1 - deflexão na superfície: D_v
- 2 - deformação de tração na base do concreto asfáltico: d_r
- 3 - tensão vertical no subleito: σ_v
- 4 - deformação vertical no subleito: d_v

Os dois primeiros indicadores relacionam-se à fadiga e os outros dois às deformações permanentes.

Os valores calculados foram comparados com os

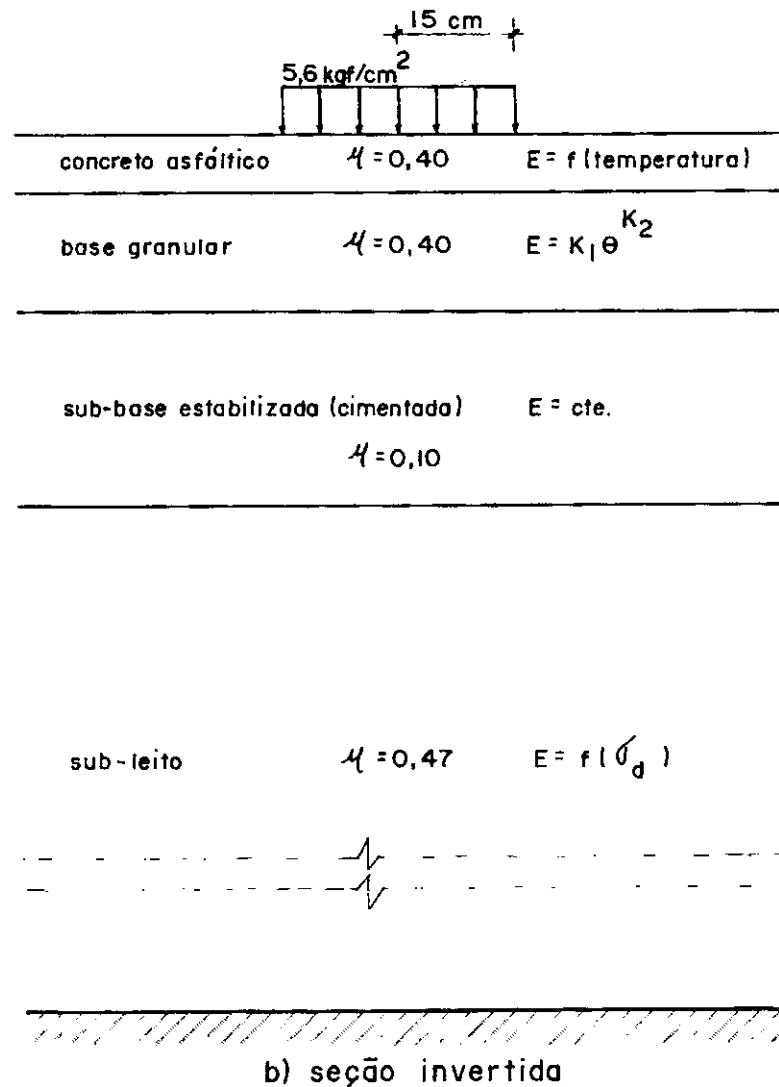
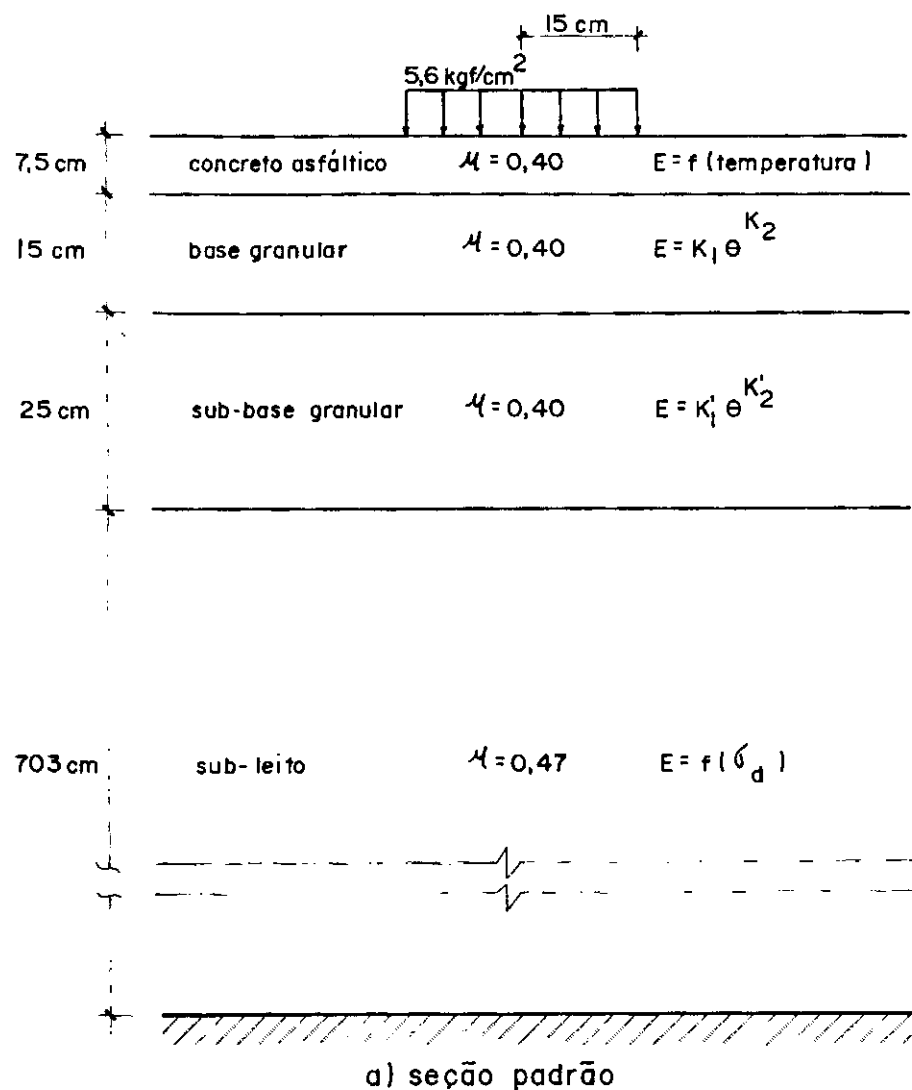


FIG. 2 — Seções de pavimento idealizadas e analisadas por Allen.

considerados admissíveis em um pavimento flexível.

A fim de ilustrar como esta abordagem permite comparar uma situação proposta nova (perfil invertido) de posição das camadas num pavimento, quando se conhecem os módulos resiliantes dessas camadas, registram-se aqui as conclusões de Allen.

A seção invertida apresentou as seguintes vantagens em relação à seção padrão:

a) reduziu sensivelmente as tensões e deformações na superfície do subleito;

b) aumentou o nível das tensões na camada granular de base sobreposta e, com isto, aumentaram os módulos resiliantes ($M_r = K_1 \theta^{K_2}$), e reduziram bastante as deflexões da superfície e as deformações de tração na base do concreto asfáltico.

Portanto, embora nos dois perfis se tivessem os mesmos materiais de base e subleito, os módulos resiliantes foram diferentes, devido a tensões atuantes diferentes.

Salienta-se o fato de que não basta conhecer as propriedades resiliantes dos materiais de um pavimento quando se faz uma análise de tensões e deformações; é preciso considerá-los efetivamente contidos no sistema em camadas.

Procedeu Allen dentro desta análise de tensões e deformações a um estudo de sensibilidade dos quatro indicadores de comportamento estrutural em função dos parâmetros de resi

liência. Tomando como referência a seção padrão, os valores de K_1 e K_2 calculados a partir de ensaios dinâmicos com tensões confinantes variáveis (TCV), foram substituídos por aqueles provenientes de ensaios com tensões confinantes constantes (TCC). Na fig. 3 mostra-se o percentual da variação dos indicadores em relação aos da seção de referência.

Prosseguiu Allen a análise de sensibilidade, fazendo variar apenas o parâmetro K_1 , mantendo constante K_2 . Os resultados deste procedimento estão apresentados na fig.4.

A mesma análise realizou Allen para o parâmetro K_2 , verificando a mesma tendência de variação dos indicadores.

2.9.3 - Conclusões do Estudo de Allen

A par a verificação importante das vantagens que apresenta a seção invertida, Allen concluiu que o aumento do nível de tensões nas camadas granulares, induzido pela camada de sub-base estabilizada, é tal que se acentua a dependência de tensões dessa camada. Daí resultam mudanças muito maiores nos valores da deflexão na superfície e deformação de tração no concreto asfáltico, que acompanham as variações dos parâmetros da base K_1 e K_2 , do que numa seção convencional.

Verificou que grandes variações nos indicadores do comportamento de pavimento são causadas por grandes vari

SEÇÃO	ΔD_v %	$\Delta \sigma_v$ %	Δd_r %	Δd_v %
A	0	0	0	0
B	- 5,6	+ 18,5	- 7	+ 25,8
C	+ 4	+ 14	- 1	+ 19
D	- 9,8	+ 5	- 7,2	+ 8,7

A — SEÇÃO DE REFERENCIA : parametros K_1 e K_2 da base e da sub-base ,
determinados em ensaios dinâmicos com tensões confinantes variáveis (TCV)

B — K_1 e K_2 da base e da sub-base determinados em ensaios dinâmicos com
tensões confinantes constantes (TCC)

C — K_1 e K_2 da base determinados em ensaios dinâmicos tipo TCC
 K_1 e K_2 da sub-base determinados em ensaios dinâmicos tipo TCV

D — K_1 e K_2 da base determinados em ensaios dinâmicos tipo TCV
 K_1 e K_2 da sub-base determinados em ensaios dinâmicos tipo TCC

FIG. 3 — Efeito simultaneo de K_1 e K_2 nos indicadores do pavimento

$\frac{\Delta K_1}{K_1} \times 100 = - 60 \% \quad (\text{Base})$				
SEÇÃO	$\frac{\Delta D_v}{D_v}, \%$	$\frac{\Delta d_r}{d_r}, \%$	$\frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_v}, \%$	$\frac{\Delta d_v}{d_v}, \%$
padrão	+ 11	+ 8,5	+ 11,4	+ 14,9
invertida	+ 42,5	+ 40,5	- 0,5	- 5
$\frac{\Delta K_1}{K_1} \times 100 = + 20 \% \quad (\text{Base})$				
padrão	- 0,6	0	- 4	- 4,5
invertida	- 5,6	- 7,2	0	0
$\frac{\Delta K_1}{K_1} \times 100 = + 200 \% \quad (\text{Sub-base})$				
padrão	- 20	- 18	+ 17	+ 25
$\frac{\Delta K_1}{K_1} \times 100 = + 400 \% \quad (\text{Sub-base})$				
padrão	- 30	- 24	+ 2,8	+ 16

FIG. 4 — Efeito de K_1 nos indicadores do pavimento

ações nos parâmetros K_1 e K_2 , principalmente quando ambos aumentam ou ambos diminuem.

A substituição dos parâmetros K_1 e K_2 , determinados em ensaios dinâmicos com tensões confinantes variáveis, pelos determinados em ensaios com tensões confinantes constantes, levou, segundo Allen, a mudanças não muito significativas nos indicadores do comportamento do pavimento. Atribui isto a uma interação de K_1 e K_2 , tal que os efeitos do aumento de um dos parâmetros são eliminados, em parte, pelo decréscimo do outro.

CAPÍTULO III

EQUIPAMENTO DE LABORATÓRIO E TÉCNICA DE ENSAIO

3.1 - DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

A montagem do equipamento para ensaios dinâmicos do tipo triaxiais de carga repetida, baseou-se fundamentalmente nas características do equipamento desenvolvido na Universidade da Califórnia por volta de 1959.

Um sistema pneumático de carregamento foi montado para testar amostras de solo em compressão triaxial sob carga repetida. As tensões no topo destas amostras são rapidamente aplicadas e removidas através de um pistão.

Para isto, ar comprimido, ao passar por um regulador de pressão, atua diretamente em uma válvula que está em contato com um cilindro de pressão. Quando a válvula abre, a pressão do ar é transmitida através do cilindro para o pistão, que atua no topo das amostras e ao fechar-se esta pressão é removida.

O tempo de abertura da válvula e a frequência da operação acima descrita é controlada por um dispositivo mecânico digital ("timer").

A carga transiente da roda de um veículo sobre um pavimento solicita um elemento de solo ao estado de ten-

sões mostrado na fig. 5A.

Na fig. 5B está representada a forma da curva de variação da tensão principal maior (ou vertical) no elemento de material. Devido às dificuldades de obter uma curva como a indicada, o sistema de carregamento montado permite obter uma forma simplificada quase retangular, esboçada na mesma figura.

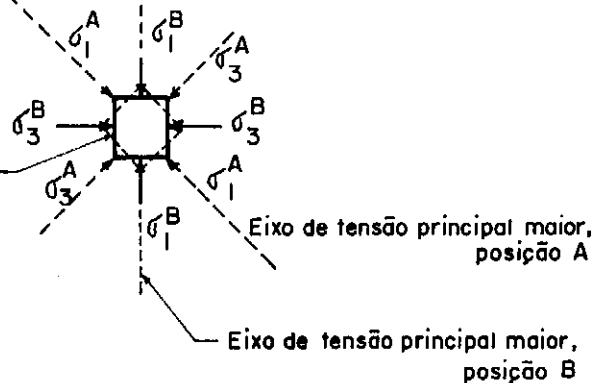
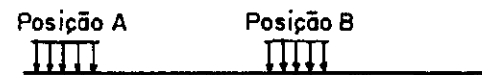
As amostras de solo, com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, são compactadas e ensaiadas em células triaxiais comuns, em que se utiliza ar comprimido para aplicação da pressão de confinamento.

Um sistema de vácuo é ligado à base da célula triaxial com a finalidade de permitir moldagem de solos não coesivos e verificar a presença de falhas na membrana que envolve as amostras de solo.

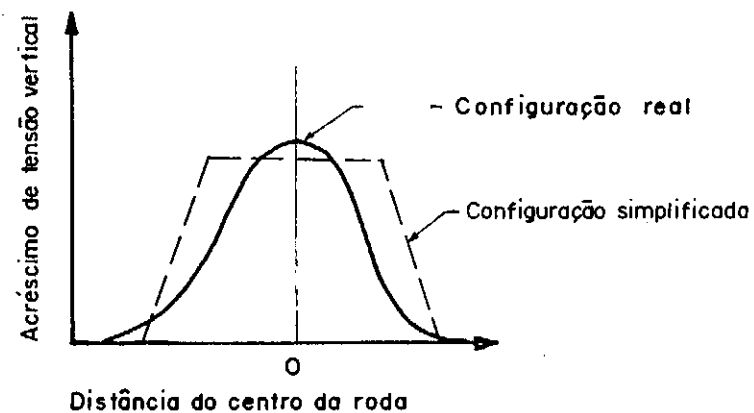
O sistema de medição das deformações é composto por dois transdutores mecano-eletromagnéticos tipo LVDT ("linear variable differential transformer"), fixados diretamente às amostras por um par de alças, um oscilógrafo marca Brush"220" e um amplificador com características especiais para uso com estes transdutores.

O princípio de funcionamento dos transdutores LVDT consiste em transformar as deformações axiais durante o carregamento repetido em potencial elétrico, cujo valor é registrado.

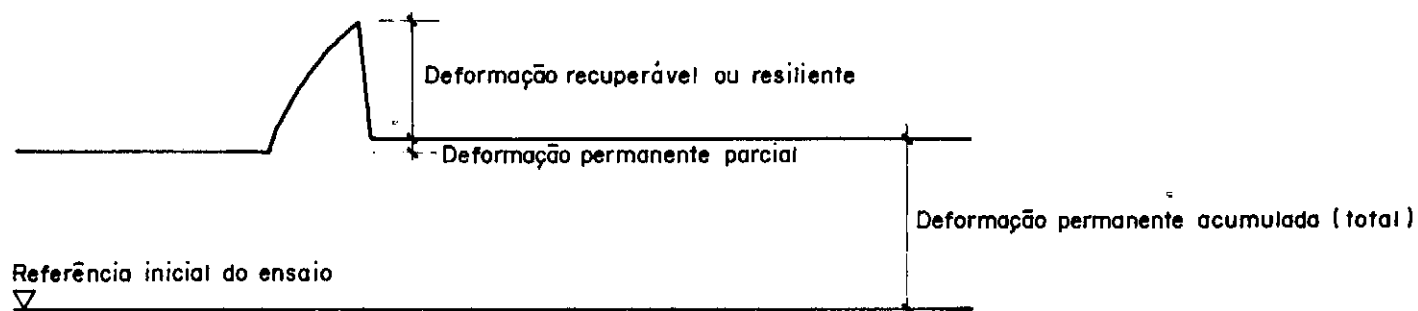
Veículo em movimento



(A)



(B)



(C)

FIG. 5 — (A) Estado de tensões em um elemento de material estacionário
(B) Tensões "versus" distância do centro da área de aplicação de carga
(C) Registro no Oscilógrafo

trado no oscilógrafo. Uma pré-calibração faz-se necessária a fim de correlacionar as deformações com o valor dos registros.

A fig. 5C ilustra a forma dos registros obtidos no oscilógrafo durante a realização dos ensaios.

Medidas de pressões neutras podem ser feitas durante os ensaios através de transdutores de pressão ligados diretamente à base das amostras. O valor das pressões neutras transientes é registrado no mesmo oscilógrafo e novamente uma pré-calibração faz-se necessária para correlacionar os registros com as pressões.

O esquema do equipamento para ensaios triaxiais de carga repetida, montado pelo Autor para a realização deste trabalho de tese, está representado na fig. 6, mostrada a seguir.

3.2 - CAUSAS DE ERRO

Os valores de módulos calculados a partir dos ensaios podem ser afetados por erros de leitura e instrumental listados a seguir:

- 1) erro na leitura da medida entre alças para cálculo das deformações específicas
- 2) precisão do sistema pneumático para regulagem da tensão de desvio

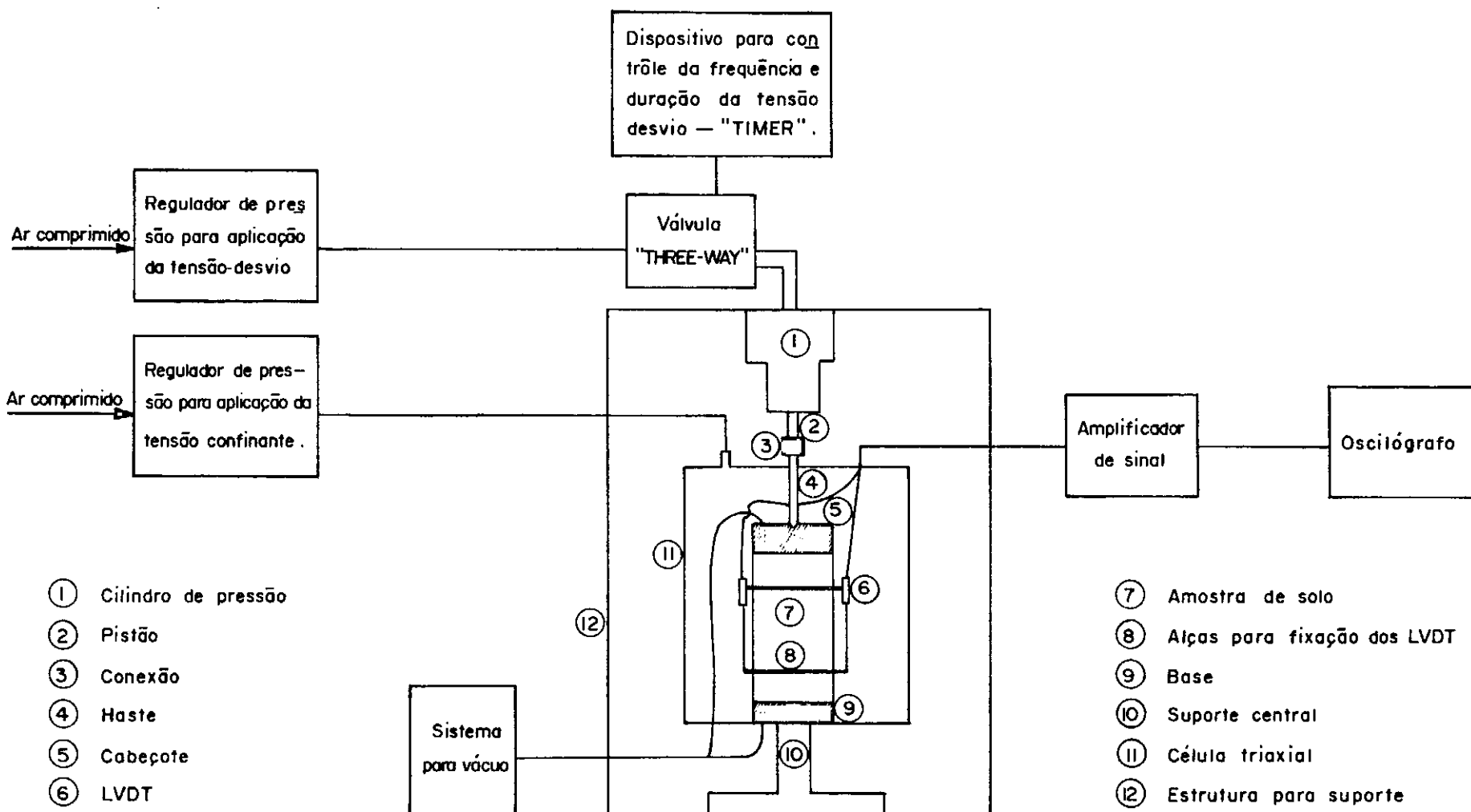


FIG. 6 — Esquema do equipamento para ensaios triaxiais de carga repetida

- 3) precisão na leitura do oscilôgrafo
- 4) atrito entre o cilindro e o núcleo do LVDT, afetando o valor das deformações
- 5) rigidez das alças, prejudicando as deformações das amostras de solo

3.3 - LIMITAÇÕES DO EQUIPAMENTO

1) Com os recursos atuais, a pressão de confinamento no interior da célula triaxial não pode ser aplicada repetidamente, devendo ser estática.

2) Devido ao pequeno tamanho da célula triaxial disponível, as dimensões das amostras não podem ser superiores a 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, limitando o tipo de solo a ser ensaiado.

3) A utilização de uma "célula de carga" diretamente sobre as amostras durante os ensaios aumentaria a precisão da carga repetida desejada. Um regulador de pressão é utilizado para controlar o valor da tensão-desvio aplicada. Entretanto, para valores muito pequenos destas tensões, a precisão do regulador fica prejudicada.

3.4 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO

A primeira etapa consiste na preparação das amostras de solo. As suas dimensões, além de depender do tamanho dos grãos, não devem ser muito reduzidas pois dificultam a fixação dos transdutores.

Em função das características do solo estudado e do tamanho da célula triaxial disponível, adotou-se 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

Após sua preparação, as amostras são levadas para a célula triaxial e as seguintes etapas realizadas:

- assentamento das amostras na base da célula triaxial;
- colocação do cabeçote e da membrana envolvente;
- verificação de possíveis furos na membrana através da aplicação de vácuo na base destas amostras e formação de bolhas em um recipiente com água;
- colocação do par de alças nas amostras e fixação dos transdutores LVDT ;
- leitura da distância entre alças.

Após estas etapas, a célula é devidamente fechada e aplica-se uma pressão interna correspondente ao confinamento desejado. As tensões-desvio são aplicadas repetidamente com duração e frequência pré-estabelecidas.

Antes de iniciar os registros das deformações,

aplica-se uma série de tensões condicionantes à amostra a fim de eliminar irregularidades iniciais de contato e as grandes deformações permanentes que se desenvolvem durante os primeiros carregamentos. Terminado este condicionamento, faz-se o registro das deformações no oscilógrafo para cada nível de tensões aplicado e após 100 a 200 aplicações da tensão-desvio.

Recomenda-se um tempo de duração dos ensaios não superior a 4 ou 5 horas, evitando fluxo excessivo de ar para o interior das amostras de solo através da membrana.

Os ensaios em solos parcialmente saturados foram realizados em condições drenadas, estando o interior das amostras em contato com a atmosfera. Este procedimento, além de simular melhor as condições de base e sub-base dos pavimentos, eliminou o efeito da entrada de ar para o interior das amostras.

Em solos saturados os ensaios foram não-drenados e o condicionamento inicial drenado. Este procedimento permitiu eliminar o excesso de pressão neutra gerado pelas deformações permanentes iniciais, evitando ruptura e redução no módulo de deformação após pequeno número de aplicações da tensão-desvio.

Dois ensaios com medição de pressões neutras transientes foram realizados e os resultados serão comentados em capítulo posterior.

CAPÍTULO IV

CARACTERÍSTICAS DO SOLO ESTUDADO

4.1 - DADOS GEOTÉCNICOS E FÍSICO-QUÍMICOS

O material deste estudo, já citado anteriormente, é um solo residual de arenito utilizado na sub-base da rodovia BR-290 que liga as cidades de Porto Alegre e Osório no Estado do Rio Grande do Sul, extraído de poços abertos no pavimento no km 54.

No laboratório de solos do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) foram determinadas as características geotécnicas e físico-químicas do material. Os resultados desta análise encontram-se no Relatório de Atividades do Engº Pinto (17), descritos da seguinte maneira:

"Com auxílio do microscópio-estereoscópico e com aumento máximo de 63X, foi possível observar:

- solo de comportamento nitidamente arenoso, contendo pouca quantidade de um pó branco-ferruginoso semelhante ao caulim;

- em alguns microconglomerados, que resistiram aos processos naturais e artificiais de desagregação, foi possível identificar um "cimento" de comportamento em brilho e aspecto, que pode ser caulínico-ferruginoso, como um produto de alteração direta de feldspatos ácidos;

- grãos semi-intemperizados de feldspatos possivelmente âcidos;
- grande quantidade de grãos arredondados, sub-arredondados e angulosos de quartzo hialino a leitoso;
- microfissuras, algumas preenchidas com óxido de ferro bem visíveis, principalmente nos cristais hialinos de quartzo;
- os diâmetros dos grãos oscilam entre 1/10 mm (49%) e 5/10 mm (51%), em média;
- impurezas menores de óxido de ferro, granada, turmalina e pouquíssimas palhetas de caricita.

Uma amostra consolidada da jazida foi cortada e dela confeccionada uma lâmina delgada da rocha que ao ser examinada no microscópio polarizante indicou:

- tratar-se de um arenito feldspático;
- presença maior de feldspato ácido do tipo microclina (Na,K), embora tenha sido identificado alguns grãos de plagio-clásio (ortoclásio - Ca,Na);
- tanto a microclina como o ortoclásio se apresentam em alto grau de alteração para, possivelmente, caulim;
- 22% dos grãos de quartzo mostram denso e antigos microfissuramentos, eventualmente preenchidos por soluções de óxido de ferro;
- a distribuição granulométrica dos grãos minerais efetua

da mediante contagem com o auxílio de micrômetro, mostrou a seguinte percentagem de ocorrência deles, em lâmina estudada:

60% com \varnothing médio = 0,8 mm

28% com \varnothing médio = 0,3 mm

12% com \varnothing médio = 0,1 mm

indicando uma granulometria de tendência uniforme no total dos grãos contados em lâmina;

- 20% dos grãos de quartzo exibem extinção ondulante, denunciando um estado de enfraquecimento estrutural latente dos cristais de quartzo, devido a tensões a que estiverem sujeitos num passado distante"

Os resultados dos ensaios realizados neste laboratório estão resumidos na fig.7.

4.2 - ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

A dificuldade inicial do trabalho foi obter corpos-de-prova com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. A escolha destas dimensões baseou-se no tamanho da célula triaxial disponível e nas condições necessárias para fixação dos transdutores.

O procedimento adotado para preparar as amostras foi compactá-las com a aparelhagem divulgada pelo Eng^o Carlos de Sousa Pinto,³⁸ em 3 camadas, com 45 e 20 golpes por camada, correspondente a duas energias de compactação. Procurou-se obter condições de umidade e densidade equivalentes às das curvas

γ_g (gf/cm ³)	Granulometria (% em peso, que passa nas peneiras)						Limites de consistência				Classificação		
	1 pol.	3/8 pol.	nº 4	nº 10	nº 40	nº 200	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LC (%)	HRB	USCS	Textural
2,64	100	98	94	90	72	14	NL	NP	NP	14	A-2-4 (O)	SM	Solo areno - siltsoso cor amarelada

Expansibilidade (%)	Limite de absorção (%)	Gráu de absorção (g.A.)	Gráu de petrificação (g.P.)	Análise química da fração < 2 mm				Matéria orgânica (%)	PH
				SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	SiO ₂ /R ₂ O ₃		
0,4	33,0	2,36	0,42	22,53	9,47	3,11	3,35	0,47	7,1

FIG. 7 — Características geotécnicas e físico-químicas do solo.

de compactação de energia intermediária (AASHO Intermediário) e normal (Proctor Normal). Entretanto, devido a grandes diferenças nas técnicas de compactação, não foi possível boa aproximação entre as curvas para todas as condições de umidade e densidade desejadas.

O número de golpes a ser aplicado determinou-se através de várias tentativas, até que fosse alcançada a densidade correspondente à umidade ótima do material quando compactado convencionalmente (cilindro Proctor). Entretanto, as curvas de compactação e as coordenadas dos picos não coincidem exatamente.

Na fig. 8 estão representadas as duas curvas obtidas com a aparelhagem Sousa Pinto, com 45 e 20 golpes por camada, as quais servirão de referência em todo este estudo. As designações de "energia intermediária" e "energia normal", embora não correspondam exatamente ao que se pretende, foram utilizadas no texto.

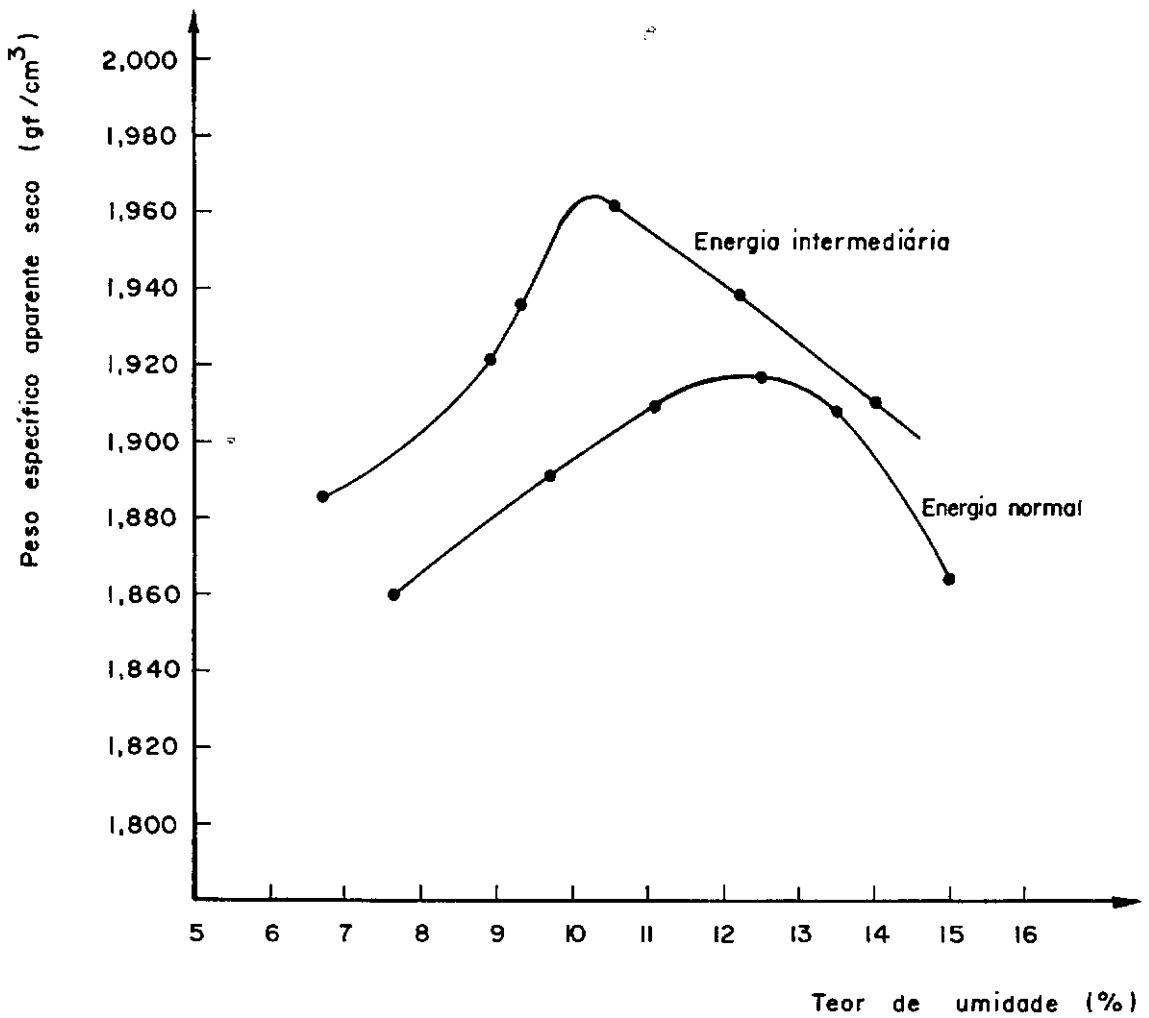


FIG. 8 — Curvas de compactação do solo.

CAPÍTULO V

ENSAIOS PRELIMINARES

Tendo em vista ser esta a primeira vez que se realizava o ensaio triaxial dinâmico e que se estudava o solo de arenito do Sul no Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE, houve necessidade de se verificar a influência de vários parâmetros, a resposta eficiente dos sensores e o adequado registro oscilográfico. Esta fase foi chamada de Ensaaios Preliminares.

Os ensaios preliminares englobaram ensaios-pilotos e ensaios com um número de repetição da tensão-desvio elevado, permitindo uma verificação da tendência de variação das deformações permanentes e das recuperáveis com o tempo. Foi possível, também, analisar o efeito da umidade de compactação e nível de tensões na deformação permanente do material (solo de arenito) a um determinado número de repetições.

As primeiras amostras, sob diferentes condições de umidade e densidade da curva de compactação de energia intermediária, foram ensaiadas a 9.000 aplicações da tensão-desvio, a proximadamente. Um ensaio foi realizado com 35.000 aplicações. Cada amostra era submetida a um único nível de tensões com frequência de 20 aplicações por minuto e duração de 0,14 segundo. Manteve-se a temperatura da sala onde se realizaram os ensaios a cerca de 23°C.

Os valores das tensões utilizadas nestes ensaios foram os seguintes:

$$\sigma_3 = 0,21 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_d = 0,42 ; 0,63 \text{ e } 0,84 \text{ kgf/cm}^2$$

O módulo resiliente, na maioria dos ensaios realizados, permaneceu aproximadamente constante após 200 aplicações da tensão-desvio ou teve um crescimento gradual e de forma escalonar, tendendo a uma estabilização após 1.000 a 3.000 aplicações da tensão-desvio. Um dos ensaios apresentou inicialmente um pequeno decréscimo no módulo. Por outro lado, alguns ensaios mostraram uma variação no módulo superior a 50% entre 200 e 9.000 aplicações.

As deformações permanentes foram grandes nas primeiras 200 aplicações, crescendo de forma similar ao módulo. Novamente, em alguns ensaios, variações da ordem de 50% verificou-se entre 200 e 9.000 aplicações.

A influência do grau de saturação foi muito grande no desenvolvimento das deformações permanentes. Para amostras ensaiadas abaixo da umidade ótima, as deformações foram pequenas e relativamente constantes ao longo do ramo seco da curva de compactação. Acima da umidade ótima, correspondente a um grau de saturação superior a 80%, as deformações permanentes cresceram consideravelmente, atingindo valores 10 vezes maiores que no ramo seco (fig. 9).

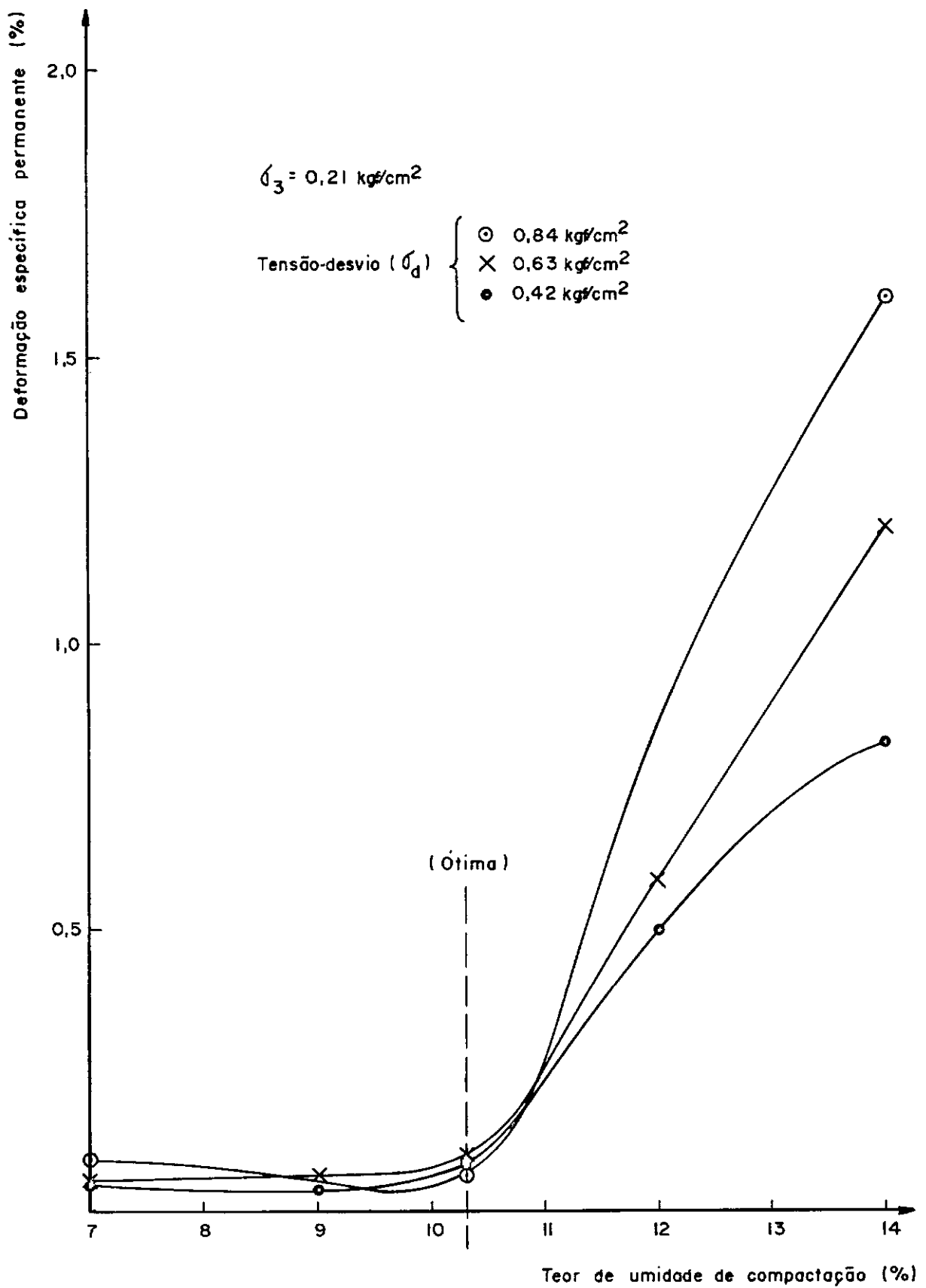


FIG. 9 — Deformação permanente após 9000 repetições de tensão-desvio "versus" teor de umidade.

Os resultados até aqui obtidos podem ser comparados com pesquisas realizadas anteriormente por outros pesquisadores em solos granulares. A variação do módulo resiliente com o número de repetições foi explicada por Dunlap, Chen e Hicks da seguinte maneira (Capítulo II):

- densificação com aumento do módulo quando o índice de vazios da amostra do solo é maior do que o índice de vazios crítico, ou
- efeito de dilatância com redução da resistência e do módulo quando o índice de vazios é inferior ao crítico ou o nível de tensões aplicado está próximo da resistência máxima do material.

Quanto às deformações permanentes obtidas nestes ensaios, é importante citar novamente as seguintes conclusões para fins de comparação (Capítulo II):

- Segundo Morgan, o comportamento de areias saturadas com drenagem livre difere muito pouco do das areias secas. Entretanto, as amostras saturadas apresentam uma tendência de mostrar maiores deformações permanentes e recuperáveis.

- Diz Thompson que aos maiores graus de saturação correspondem as maiores deformações permanentes, devido ao desenvolvimento de pressões neutras transientes.

Não foi considerada nestes ensaios preliminares a influência da história de tensões nos valores dos módulos e de deformações, pois as amostras de solo foram preparadas e ensaiadas sob uma única condição de tensão. O tempo de duração dos

ensaios, de aproximadamente nove (9) horas, dificultava sua repetição para várias condições de tensão de confinamento e tensões-desvio. Além disto, a análise da variação da deformação permanente com o número de repetições não era o objetivo do estudo e sim uma consideração complementar.

Então, procurou-se estabelecer uma metodologia de ensaio que permitisse ensaiar uma única amostra de solo a vários níveis de tensões e que eliminasse o efeito da história de tensões no valor dos módulos resilientes. O capítulo seguinte aborda este assunto.

CAPÍTULO VI

ESCOLHA DA METODOLOGIA

Os ensaios a seguir descritos tiveram como finalidade principal verificar e eliminar o efeito da história de tensões nas propriedades resilientes do material em estudo. O interesse está em obter condições de solicitação e de resposta coerentes com o que ocorrerá no campo após o acomodamento inicial que sempre ocorre na estrada. Obtido isto, pode ser definida uma metodologia de ensaio em que uma única amostra de solo é ensaiada a vários níveis de tensões e determinados os correspondentes módulos resilientes.

A maneira como estes ensaios foram realizados baseou-se fundamentalmente no "Procedimentos de Ensaio para a Caracterização de Propriedades de Tensão-Deformação dos Materiais de Pavimentação" publicado pelo Transportation Research Board, dos E.U.A. em 1975 e desenvolvido por um comitê formado por Bernard F. Kallas, Carl L. Monismith, Eugene L. Skok, Q.L. Robnett, Richard D. Barksdale, Thomas W. Kennedy, Kamran Majidzadeh² e nos estudos de Russel Hicks⁴.

6.1 - PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS

As amostras de solo compactadas foram submetidas a uma pressão de confinamento de $0,7 \text{ kgf/cm}^2$ e uma tensão-desvio repetida de $1,05 \text{ kgf/cm}^2$ durante 1000 aplicações. Este procedimento inicial serviu para eliminar possíveis irregularidades no contato entre a amostra de solo e o cabeçote e a base da célula triaxial. Vários níveis de tensões foram aplicados e para cada um determinou-se o módulo resiliente após 100 aplicações da tensão-desvio. As pressões de confinamento variaram de $0,07 \text{ kgf/cm}^2$ a $1,4 \text{ kgf/cm}^2$ e para cada uma delas a relação de tensões principais (σ_1/σ_3) variou entre 2 e 5 .

As tensões foram aplicadas segundo uma sequência inicial crescente e depois decrescente. Ao final do ciclo de ensaios as amostras foram novamente ensaiadas nas condições iniciais e determinada a diferença de módulos inicial e final, o que serviu para verificar a influência da história de tensões.

Os diagramas 1 e 2 mostrados a seguir facilitam a compreensão da metodologia destes ensaios.

A metodologia dos ensaios apresentados é semelhante à utilizada por Russell Hicks na determinação das propriedades resilientes de materiais granulares. As amostras de solo preparadas por Hicks, após serem ensaiadas a vários níveis de tensões, foram novamente ensaiadas nos estados de tensões iniciais, tendo ele verificado que a diferença entre as deformações iniciais e finais era normalmente menor ou igual a 5%. Quando

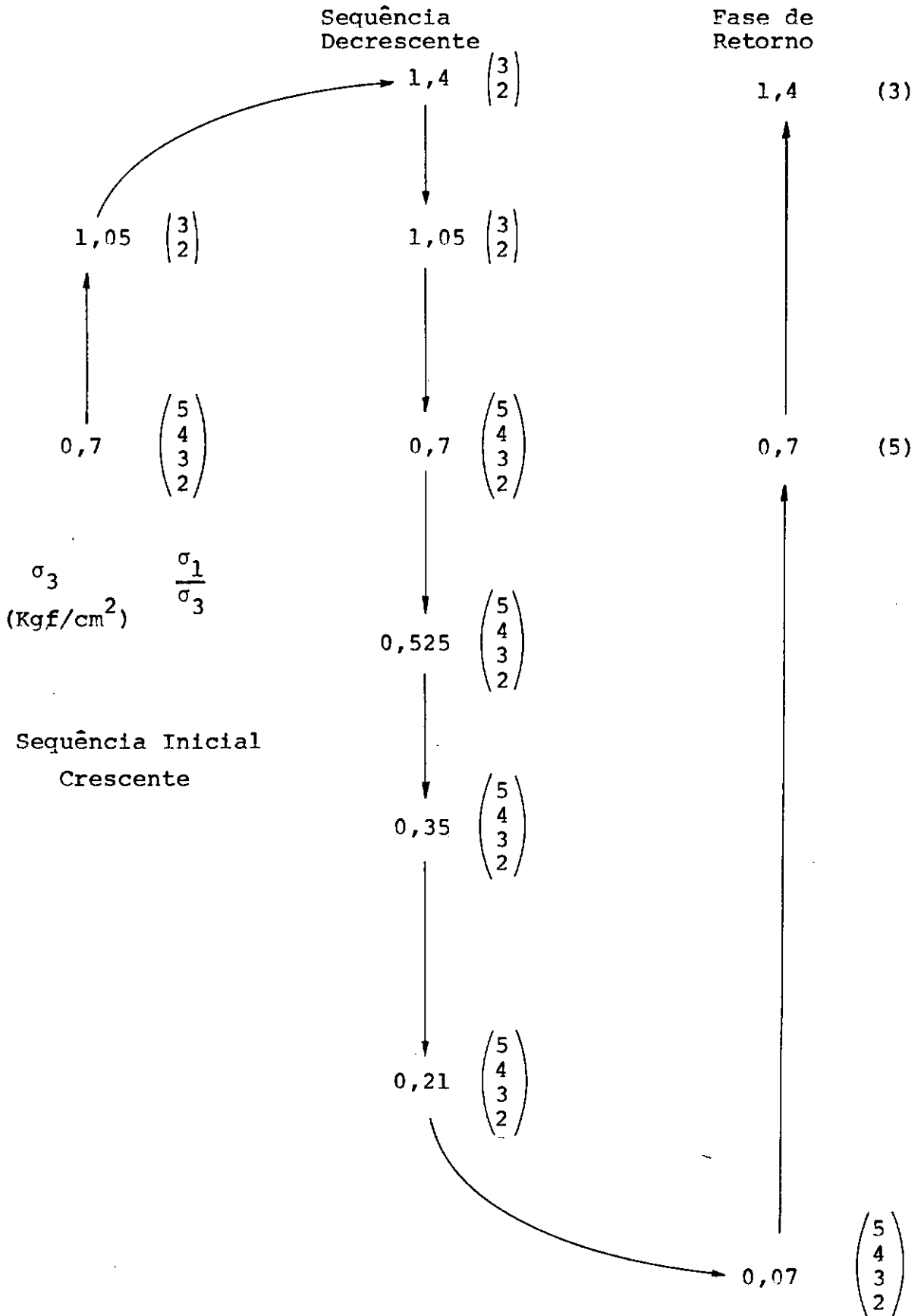
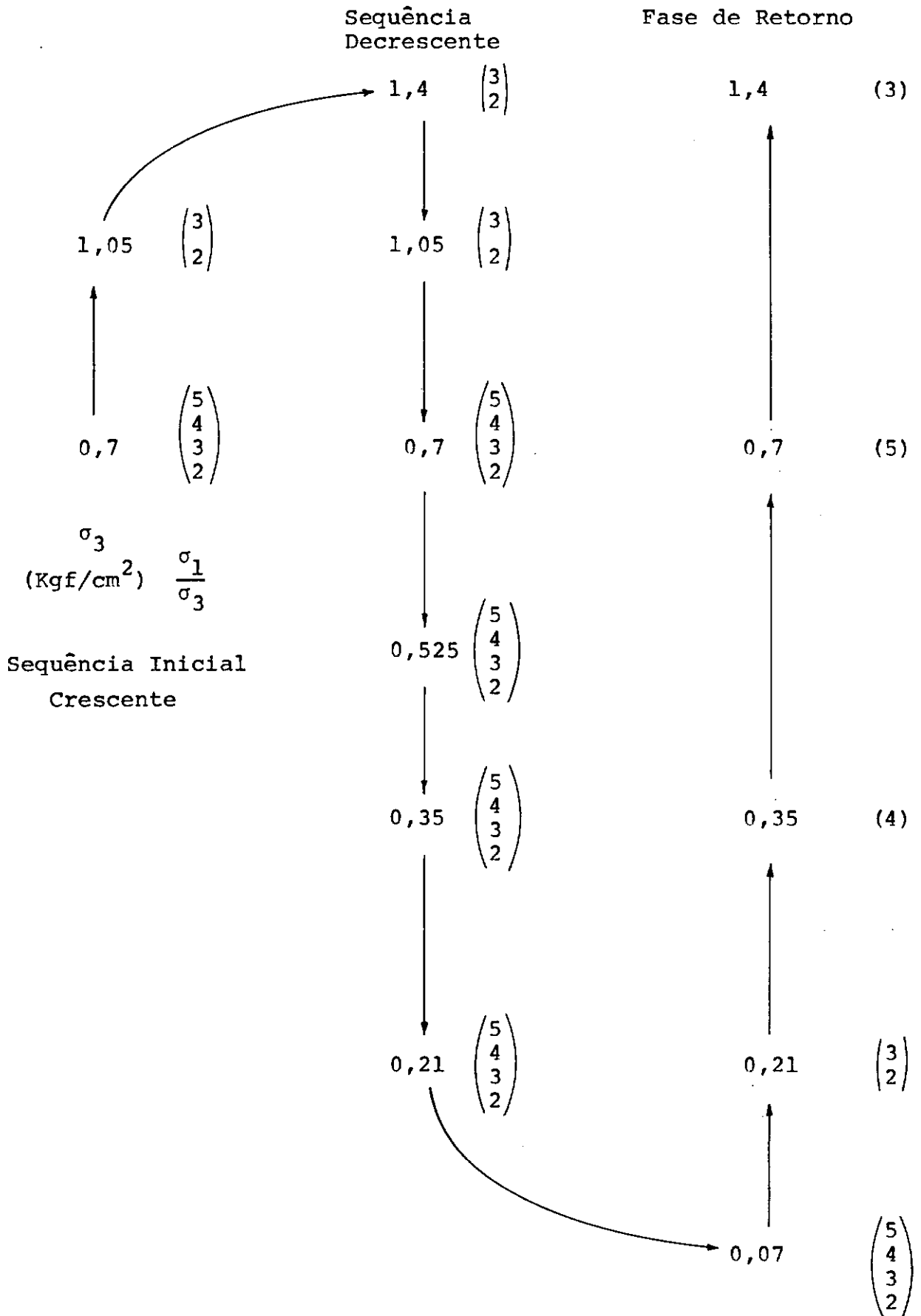
DIAGRAMA 1METODOLOGIA DO PRIMEIRO ENSAIO

DIAGRAMA 2METODOLOGIA DO SEGUNDO ENSAIO

esta diferença resultava maior, aplicava ele nova sequência de tensões até que não ocorressem mais mudanças no material e o módulo permanecesse estável.

6.1.1 - Resultados do Primeiro Ensaio

A diferença entre os módulos determinados na sequência inicial crescente e na sequência decrescente foi da ordem de 20%.

A diferença entre os módulos obtidos na sequência decrescente e na fase de retorno variou entre 2% e 10% (Quadro 1a).

6.1.2 - Resultados do Segundo Ensaio

Entre a sequência inicial e a sequência decrescente variações de 11% a 33% no valor dos módulos ocorreram.

Entre a sequência decrescente e a fase de retorno variações de 0% a 5% verificaram-se, embora, para dois níveis de tensões testados a variação foi de 16% e 32% (Quadro 1b)

σ_3	σ_1 / σ_3	Seq. inicial cresc.	Seq. decrescente	Fase de retorno
0,7	5	3500	2800	3100
1,4	3	—	4600	4700
1,05	3	3700	3100	—
	2	3100	2700	—

$$\gamma_s = 1,94 \text{ gf/cm}^3$$

$$h = 9,4 \%$$

(a) Primeiro ensaio

σ_3	σ_1 / σ_3	Seq. inicial cresc.	Seq. decrescente	Fase de retorno
0,7	5	2800	2500	3300
1,05	3	3400	2600	—
	2	3300	2200	—
0,35	4	—	2000	2100
0,21	2	—	1900	1900
	3	—	1800	1800
1,4	3	—	4300	5000

$$\gamma_s = 1,96 \text{ gf/cm}^3$$

$$h = 10,6 \%$$

(b) Segundo ensaio

NOTA : Tensões e módulos em kgf/cm^2
 γ_s = peso específico aparente seco
 h = teor de umidade

QUADRO I — Valores comparativos do módulo resiliente.

6.2 - ANÁLISE DE ERROS

Para que valores de módulos possam ser efetivamente comparados e interpretados, uma análise aproximada de possíveis erros na sua determinação foi feita. As causas principais podem ser resumidas em (Capítulo III):

- 1 - erro na medida da distância entre alças;
- 2 - precisão do sistema pneumático para regulagem da tensão-desvio;
- 3 - precisão na leitura dos registros do oscilógrafo;
- 4 - atrito entre o corpo e o núcleo do transdutor LVDT;
- 5 - rigidez das alças.

O erro no módulo devido à leitura da distância entre alças é da ordem de 2% aproximadamente.

A influência da precisão do sistema pneumático no valor do módulo depende da tensão-desvio aplicada. Quando estas tensões forem muito pequenas, inferiores a $0,525 \text{ kgf/cm}^2$, variações no módulo entre 7% a 12% facilmente podem ocorrer.

A influência das leituras dos registros de deformações depende também da grandeza destas deformações. Quando forem muito pequenas provocarão registro também pequenos, prejudicando a precisão da leitura. Em muitas situações a influência destas leituras pode ser da ordem de 5% a 10%.

6.3 - CONCLUSÕES DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DA PRIMEIRA ETAPA

1 - Diferenças grandes entre módulos resilientes determinam para mesmas condições de tensões mas em fases diferentes do ensaio demonstram o efeito da história de tensões no valor dos módulos. Portanto, é importante desenvolver uma metodologia de ensaio capaz de eliminar este efeito, permitindo ensaiar uma única amostra de solo sob várias tensões.

2 - Embora dois resultados adversos tenham ocorrido, diferenças de 0% a 10%, geralmente verificadas entre as fases de crescente e de retorno, concordam razoavelmente com os ensaios de Hicks, nos quais esta variação foi de 5%. Já foi citado anteriormente possíveis variações nos módulos como consequência de erros de leitura e de instrumentação. Por isso, para os resultados que estão sendo analisados, 3% a 5% de variações devido a estes erros podem ocorrer, tornando-se muito pouco significativas.

3 - Embora o tipo de material ensaiado por Hicks seja outro, a sua metodologia de ensaio continua sendo válida para o material deste estudo. A pequena diferença entre os módulos calculados na fase decrescente e na fase de retorno, embora a existência de dois resultados adversos, comprovam a eficiência deste método de ensaio na eliminação do efeito da história de tensões e na obtenção de um material com propriedades resilientes constantes.

6.4 - SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS

Os ensaios seguintes basearam-se na publicação do T.R.B. já citada.

A relação de tensões principais máxima utilizada foi 4, mantendo o nível de tensões afastado da resistência máxima do material e evitando plastificação excessiva do solo.

As amostras após compactadas e preparadas na célula triaxial foram submetidas a uma sequência de tensões condicionantes com a finalidade de eliminar grandes deformações permanentes que ocorrem nos primeiros carregamentos. Com isto, obteve-se um arranjo mais estável das partículas do solo e um comportamento tensão-deformação relativamente constante.

6.4.1 - Fases do Ensaio

1 - Condicionamento

- a) com a pressão de confinamento $\sigma_3 = 0,7 \text{ kgf/cm}^2$ e relação de tensões principais $\sigma_1/\sigma_3 = 2$, 200 repetições da tensão-desvio foram aplicadas.
- b) com $\sigma_3 = 0,7 \text{ kgf/cm}^2$ e $\sigma_1/\sigma_3 = 4$, 200 repetições da tensão-desvio foram novamente aplicadas.
- c) com $\sigma_3 = 1,05$, $1,4$, $1,05$, $0,525$ e $0,21 \text{ kgf/cm}^2$, e mantendo para cada valor de σ_3 a relação (σ_1/σ_3) máxima, 200 repetições das tensões-desvio correspondentes fo

ram aplicadas.

2 - Registro das deformações

Novamente pressões confinantes de 0,21, 0,35 , 0,525, 0,7, 1,05 e 1,4 kgf/cm² foram aplicadas. Para cada pressão confinante variou-se a tensão-desvio mantendo a relação (σ_1/σ_3) igual a 2, 3 e 4 . O registro das deformações resilientes foram obtidos após 200 aplicações de cada tensão-desvio.

Ao final de cada ensaio as amostras eram ensaiadas novamente nas mesmas condições de tensões para verificar o efeito da história de tensões nas propriedades resilientes do material.

O Quadro ² resume a sequência de tensões aplicadas.

6.5 - RESULTADOS E CONCLUSÕES FINAIS SOBRE A METODOLOGIA

De acordo com os resultados obtidos na segunda etapa, variações inferiores a 6% foram sempre verificadas entre os módulos determinados inicialmente e na repetição do ensaio. Na maioria das vezes estas variações foram nulas ou inferiores a 4%. Considerando a percentagem de erro na determinação dos módulos, estas variações podem ser desprezadas e os módulos considerados praticamente iguais.

Esta metodologia de ensaio, comparada com aquela

σ_3	σ_d	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$
0,21	0,21	2
	0,42	3
	0,63	4
0,35	0,35	2
	0,70	3
	1,05	4
0,525	0,525	2
	1,05	3
	1,575	4
0,7	0,7	2
	1,4	3
	2,1	4
1,05	1,05	2
	2,10	3
	3,15	4
1,4	1,4	2
	2,8	3

NOTA : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_3 = \text{tensão confinante em kgf/cm}^2 \\ \sigma_d = \text{tensão-desvio em kgf/cm}^2 \\ \sigma_1 / \sigma_3 = \text{razão de tensões principais} \end{array} \right.$

QUADRO 2 — Tensões aplicadas na segunda etapa dos ensaios.

utilizada na primeira etapa deste estudo, apresentou as seguintes vantagens:

- 1 - maior rapidez de ensaio;
- 2 - maior simplicidade de execução;
- 3 - eliminação com grande eficiência da influência da história de tensões no comportamento resiliente do material em estudo;
- 4 - resultados mais coerentes.

É importante citar que o efeito da história de tensões pode depender do tipo de material. Portanto, uma metodologia mais adequada poderá ser encontrada quando materiais diferentes forem ensaiados.

Para verificar a variação do módulo com o número de repetições, um ensaio foi realizado com 9.000 aplicações, mantendo sempre o mesmo valor da tensão-desvio após o condicionamento inicial. A relação de tensões principais (σ_1/σ_3) utilizada foi 4 . O primeiro registro das deformações fez-se após 50 repetições da tensão-desvio e o último após 9.000 repetições. A deformação resiliente permaneceu constante ao longo do ensaio e a deformação permanente variou, aproximadamente, de 3%. Estes resultados, comparados com os obtidos nos ensaios preliminares, comprovam a eficiência do condicionamento inicial das amostras, eliminando as deformações permanentes e dando ao material um comportamento tensão-deformação constante.

Esta metodologia de ensaio foi adotada para os estudos seguintes.

CAPÍTULO VII

INFLUÊNCIA DAS TENSÕES APLICADAS NAS PROPRIEDADES RESILIENTES DO SOLO ESTUDADO

A fim de estudar a influência das tensões aplicadas no comportamento resiliente do material arenoso deste estudo, amostras do solo foram compactadas em várias condições de umidade e densidade da curva de compactação de energia intermediária.

Ensaaios triaxiais de carga repetida foram realizados para níveis de tensões correspondentes à metodologia adotada (Capítulo VI) e os módulos resilientes determinados. Embora a aplicação de 50 a 100 repetições da tensão-desvio seja suficiente para determinar o módulo, 200 repetições foram aplicadas por ser este número um valor recomendado por vários pesquisadores.

O interior das amostras de solo parcialmente saturadas foi mantido sempre em contato com a atmosfera durante a realização dos ensaios. Em amostras saturadas ou próximas da saturação, dois procedimentos foram empregados:

1. manter durante todo o tempo de duração do ensaio o interior da amostra em contato com a atmosfera.
2. manter apenas durante a fase de condicionamento o interi

or da amostra em contato com a atmosfera, e sempre fechado na fase seguinte do ensaio.

A finalidade destes procedimentos em amostras saturadas ou próximas da saturação foi a de simular condições drenadas ou não-drenadas. A fase de condicionamento foi realizada sempre na condição drenada, numa tentativa de eliminar o excesso da pressão neutra devido às deformações permanentes iniciais que ocorrem nos primeiros carregamentos.

Características comuns para todos os ensaios:

- temperatura ambiente constante (23°C aproximadamente);
- frequência de aplicação de carga de 20 por minuto (1 cada 3 seg.);
- duração da carga de 0,14 seg., aproximadamente.

Cinco condições de umidade foram ensaiadas: 7,5%, 9%, 10,3%, 12% e 14% . O valor de 10,3% é a umidade ótima do material para a energia de compactação utilizada. Estas condições nem sempre foram rigorosamente obtidas na moldagem dos corpos de prova compactados. As umidades desejadas e obtidas no laboratório apresentaram diferenças inferiores a 0,5% e as densidades diferenças inferiores a $0,03 \text{ gf/cm}^3$, o que corresponde a menos de 1,5% da densidade real.

7.1 - INFLUÊNCIA DA TENSÃO-DESVIO

Embora a variação do módulo com a tensão-desvio não seja perfeitamente definida, algumas tendências foram verificadas (Figs. 10, 11 e 12):

a) Para relações de tensões principais (σ_1/σ_3) maiores que três (3), 85% dos resultados obtidos apresentaram variações dos módulos com o valor da tensão-desvio inferiores a 14%. Poucos resultados mostram variações em torno de 18% e 25%. Em termos médios pode-se dizer que o módulo variou de, aproximadamente, 10% e geralmente a tendência foi aumentar com o aumento da tensão.

b) Para relações de tensões principais (σ_1/σ_3) de 2 e 3, a tendência de variação do módulo foi mais irregular. Aproximadamente 25% dos resultados apresentaram variações entre 15% e 30% e para os outros 75% elas foram inferiores a 12%. Em média, o módulo variou, aproximadamente, de 8%.

É importante lembrar as possíveis variações no módulo devido a erros de leitura e de instrumentação, já analisados em capítulo anterior. Quando as tensões-desvio são pequenas, inferiores a $0,5 \text{ kgf/cm}^2$, além de prejudicarem a precisão do sistema pneumático para sua aplicação, provocam deformações muito pequenas facilitando possíveis erros de leitura. Nestas situações o erro pode ser da ordem de 20% ou mais, principalmente quando os corpos-de-prova, em condições de umidades muito baixas, correspondentes ao ramo seco da curva de compactação, apre

sentam rigidez elevada. Mesmo para tensões e deformações maiores, sempre ocorrerá um erro mínimo de 5%.

Portanto, em termos gerais, pode-se concluir o seguinte: "O módulo resiliente para o solo estudado varia pouco com o valor da tensão-desvio repetida".

7.2 - INFLUÊNCIA DA PRESSÃO CONFINANTE

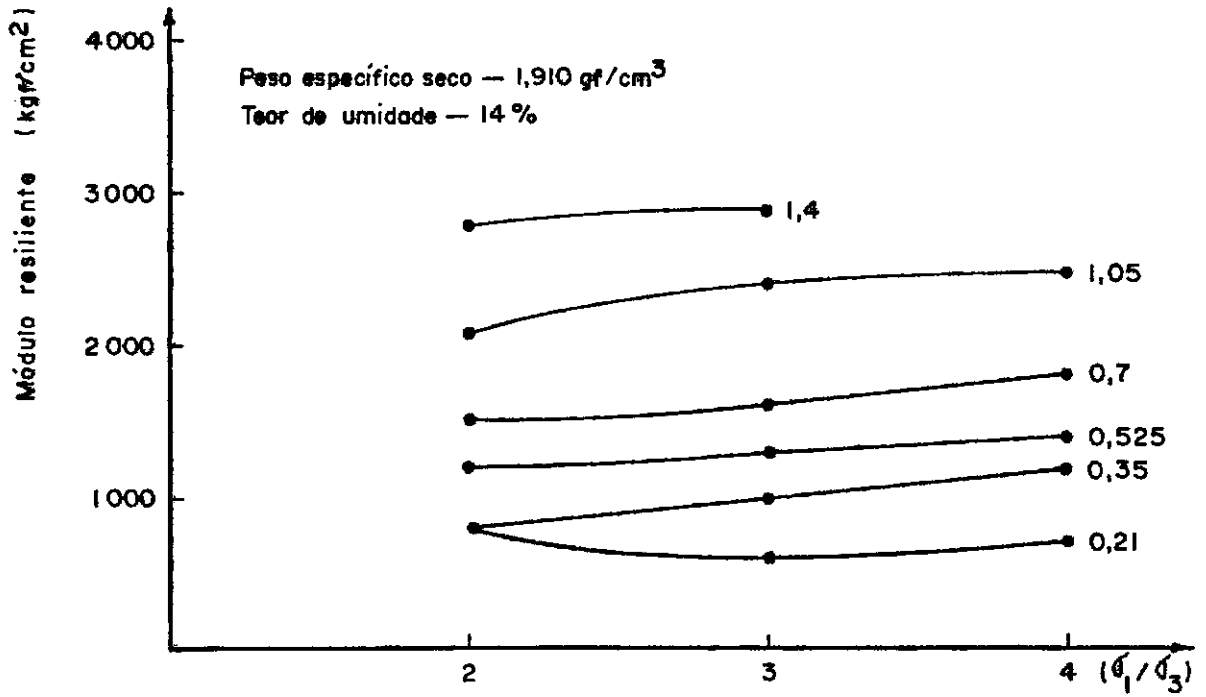
Aumentos superiores a 100% verificaram-se no valor do módulo resiliente com aumento do confinamento (Figs. 10, 11 e 12).

Portanto, para fins práticos, a influência da tensão-desvio pode ser desprezada, adotando-se um valor médio, e o módulo resiliente analisado apenas em função da pressão confinante, σ_3 .

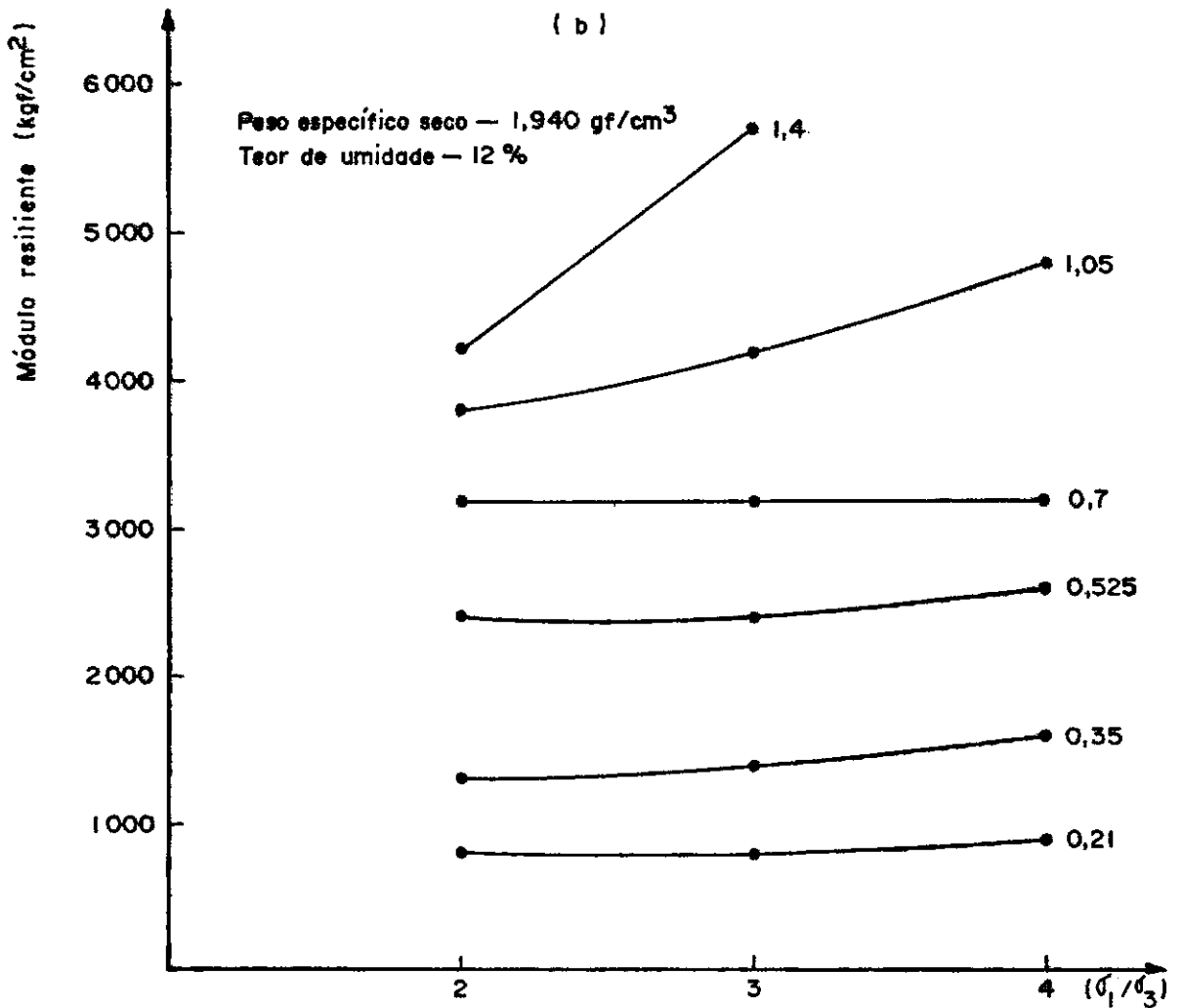
Nas Figs. 11b e 12, as curvas tracejadas exemplificam valores irregulares de módulos determinados para tensões muito pequenas, onde possíveis erros de leitura e de instrumentação podem ter ocorrido.

Os resultados dos ensaios realizados concordam com pesquisas anteriores em areias e pedregulhos submetidos a tensões axiais repetidas, os quais têm mostrado que o módulo resiliente aumenta sensivelmente com a pressão confinante e é relativamente pouco afetado pela tensão-desvio⁴ .

(a)



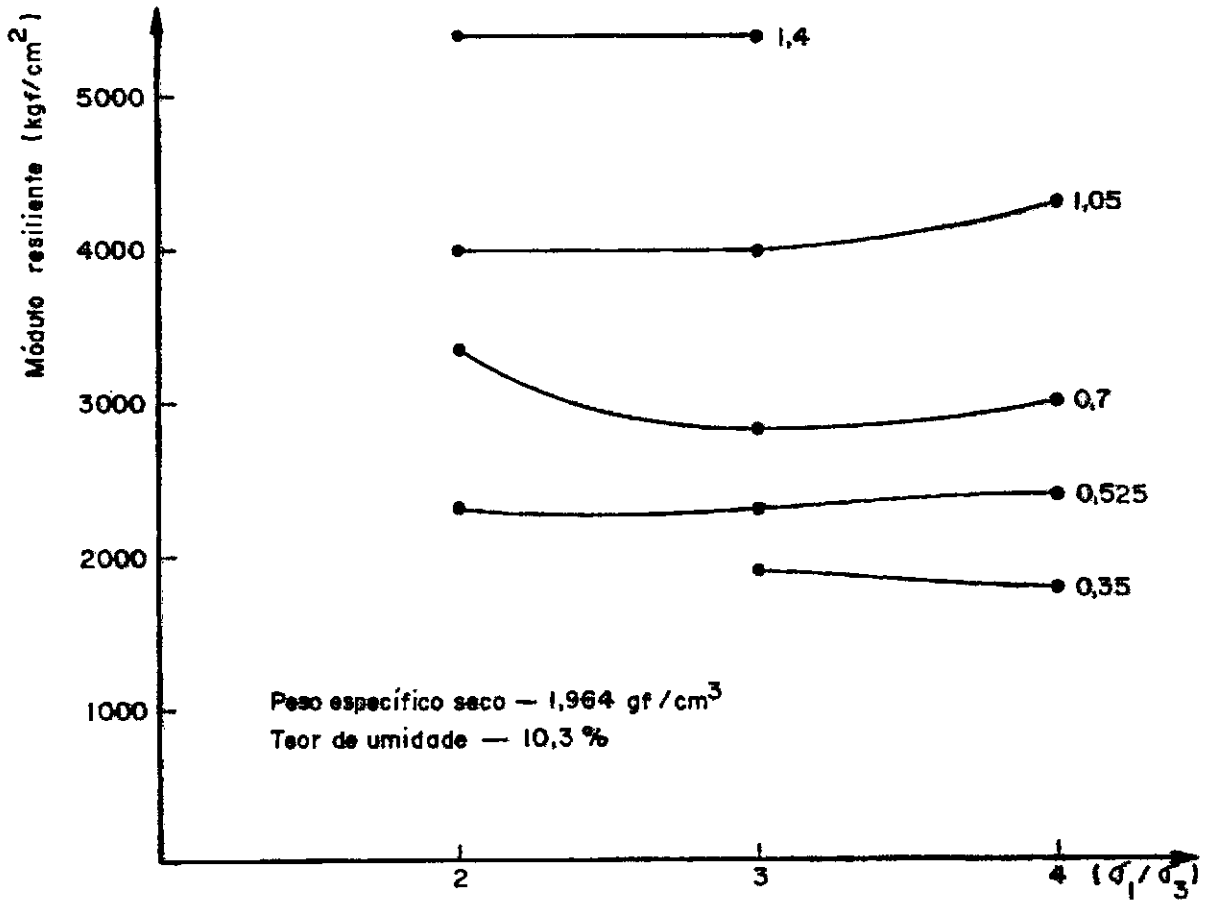
(b)



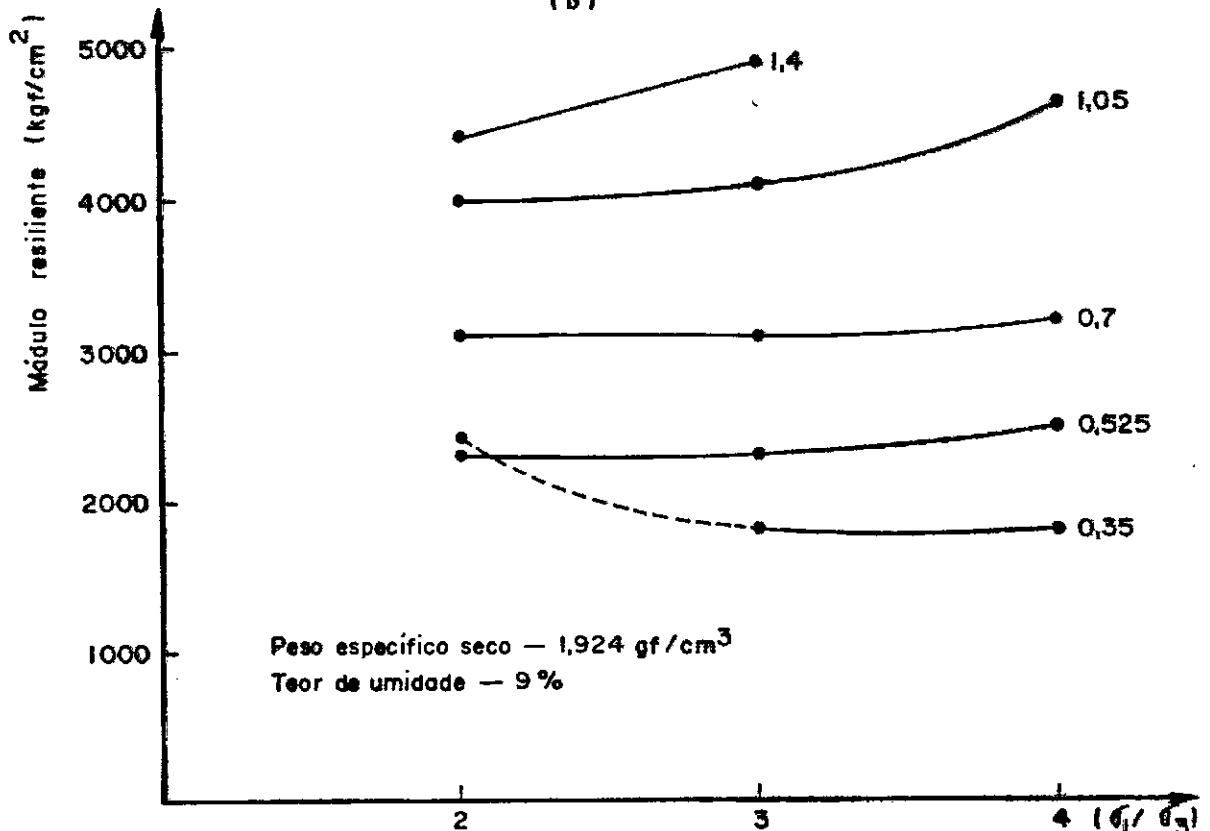
OBS.: Os números ao lado das curvas indicam as pressões de confinamento correspondentes (kgf/cm²)

FIG.10 — Efeito da tensão-desvio e da tensão confinante no módulo resiliente.

(a)

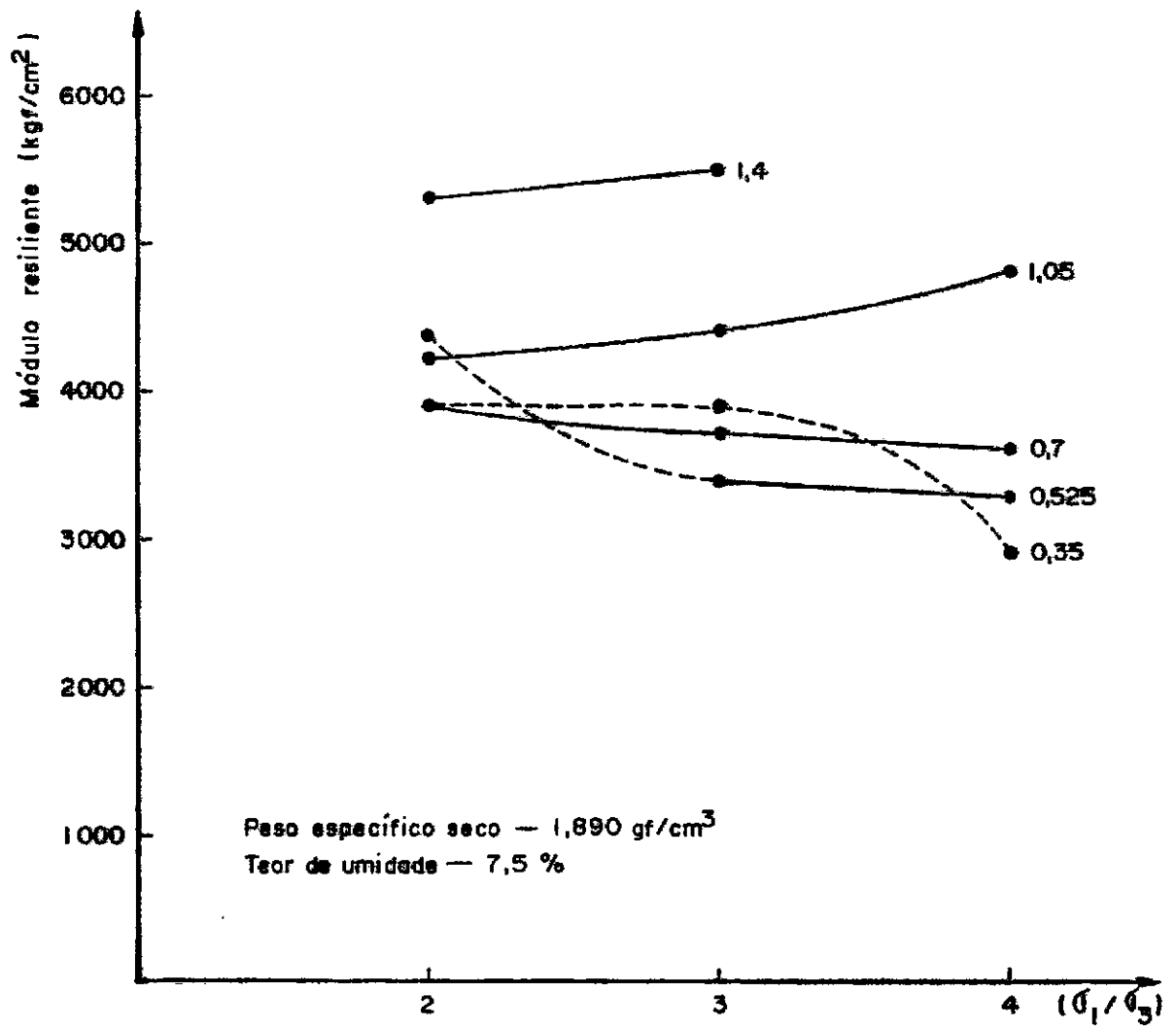


(b)



OBS.: Os números ao lado das curvas indicam as pressões de confinamento correspondentes. (kgf/cm^2)

FIG. II — Efeito da tensão-desvio e da tensão confinante no módulo resiliente.



OBS.: Os números ao lado das curvas indicam as pressões de confinamento correspondentes. (kgf/cm²)

FIG.12— Efeito da tensão-desvio e da tensão confinante no módulo resiliente.

7.3 - DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESILIÊNCIA

Segundo Biarez (1962), o módulo resiliente de uma areia uniforme submetida a carregamento repetido pode ser representado pelas expressões (Capítulo II):

$$M_r = K_1 \sigma_3^{K_2} \quad \text{ou} \quad M_r = K'_1 \theta^{K'_2}$$

onde:

M_r = módulo de deformação resiliente

θ = soma das tensões principais

σ_3 = tensão confinante

K_1, K_2, K'_1, K'_2 = constantes determinadas experimentalmente ou parâmetros de resiliência.

Estas expressões têm sido muito utilizadas atualmente por vários pesquisadores para caracterizar o comportamento resiliente de materiais granulares em função do nível de tensões.

Nas figuras a seguir (13, 14, 15, 16, 17 e 18), os valores de módulos resilientes, determinados para várias condições de umidade e densidade da curva de compactação estudada, estão marcados em função da tensão confinante e soma de tensões principais em escala logaritmica. Usando a técnica da regressão linear pelo método dos mínimos quadrados obteve-se a relação definida por Biarez. Os coeficientes K_2 e K'_2 representam a inclinação das retas obtidas.

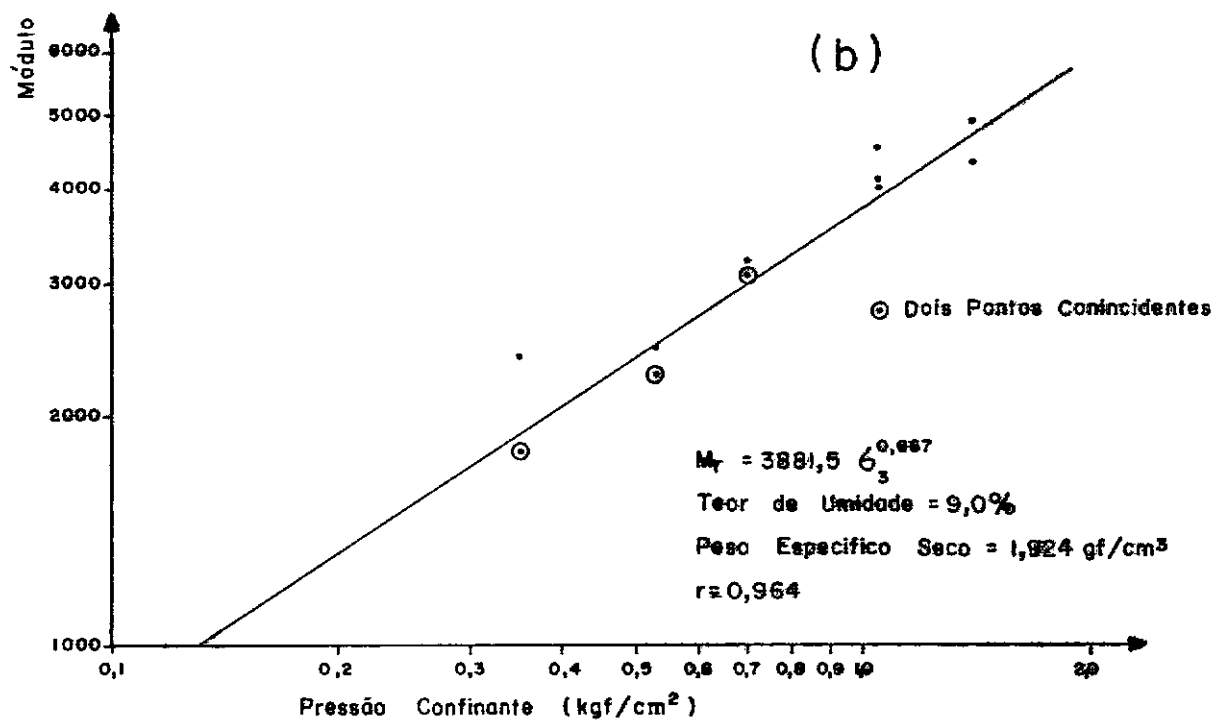
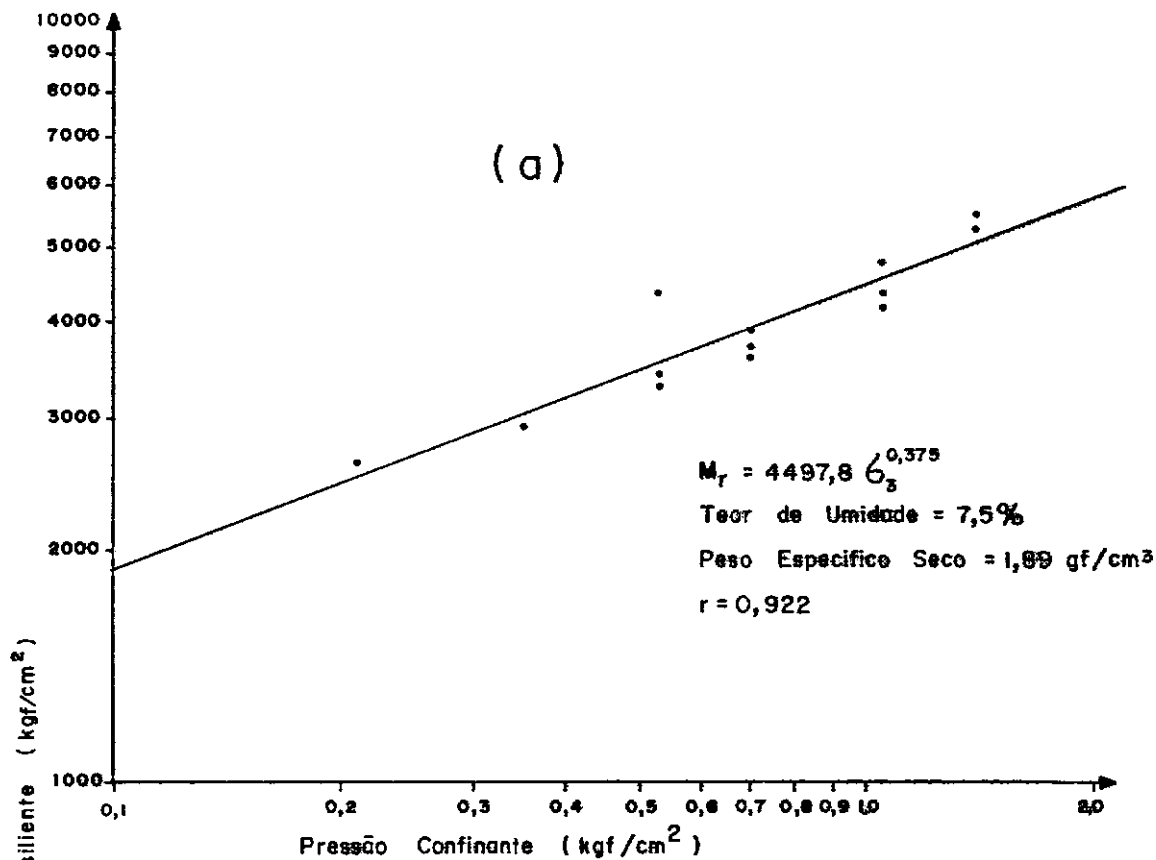


FIGURA 13 - Módulo Resiliente "Versus" Pressão Confinante (G_s)

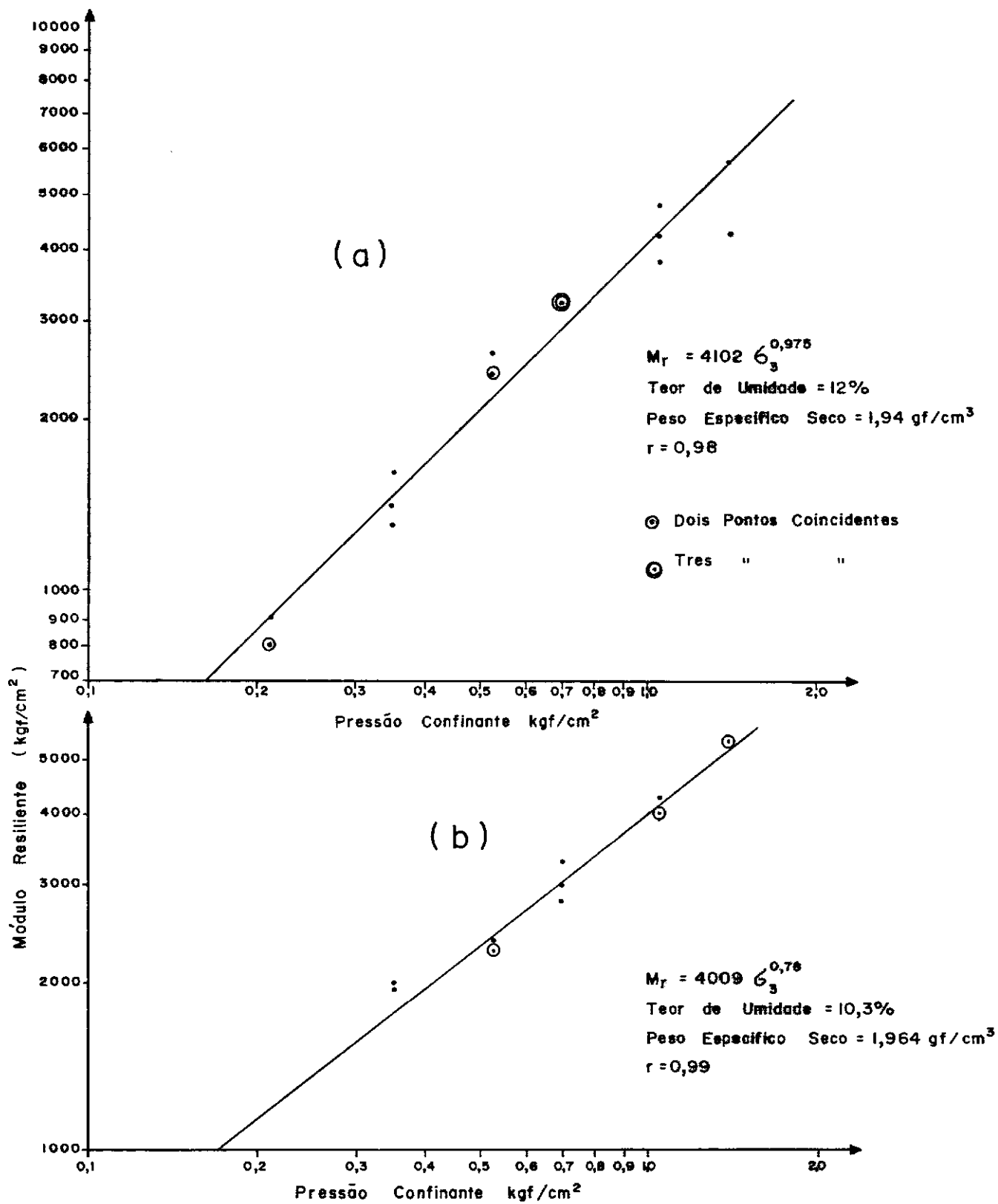


FIGURA 14 - Módulo Resiliente "Versus" Pressão Confinante

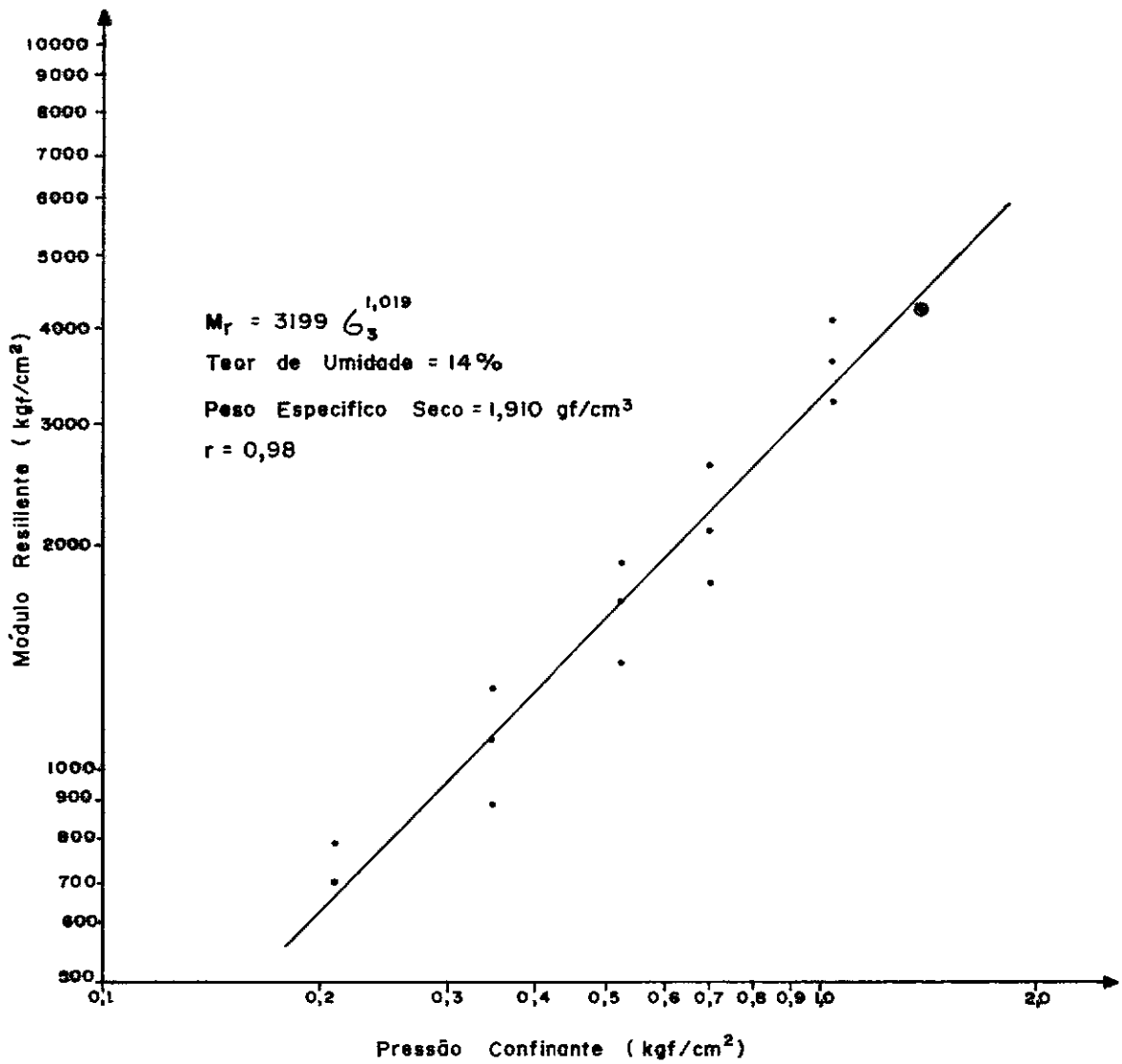


FIGURA 15 - Módulo Resiliente "Versus" Pressão Confinante (σ_3)

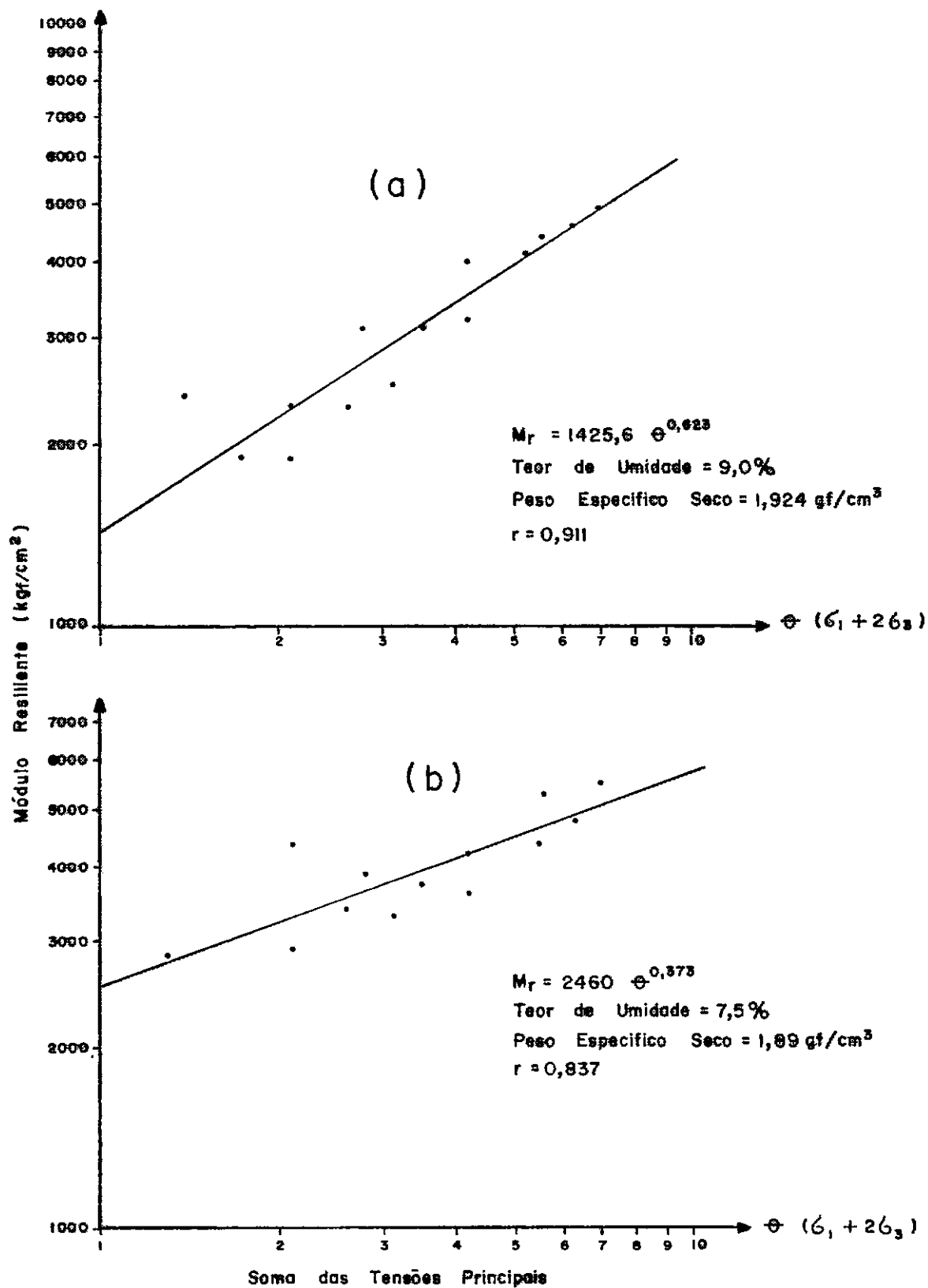


FIGURA 16 - Módulo Resiliente "Versus" Soma das Tensões Principais

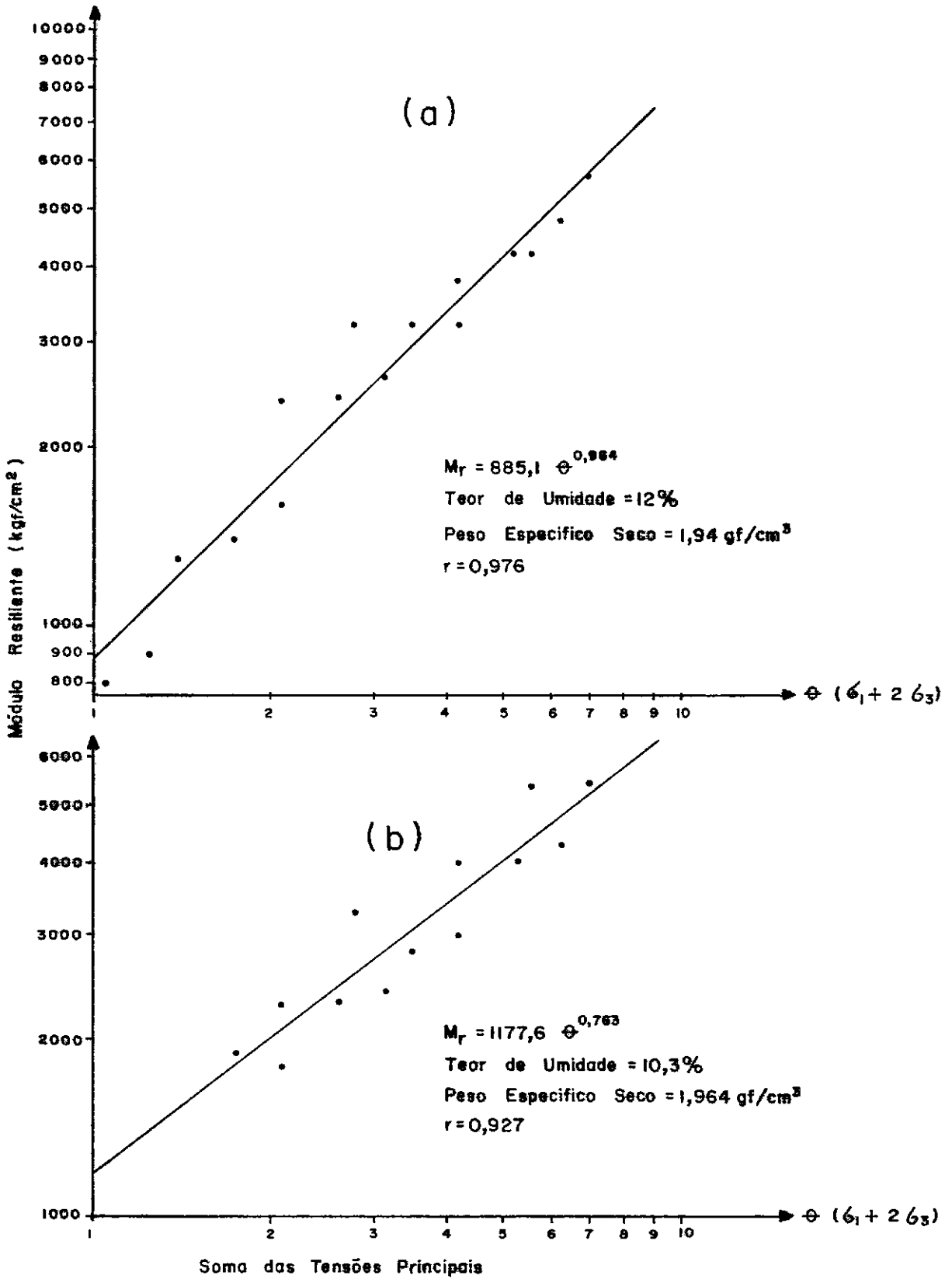


FIGURA 17 - Módulo Resiliente "Versus" Soma das Tensões Principais

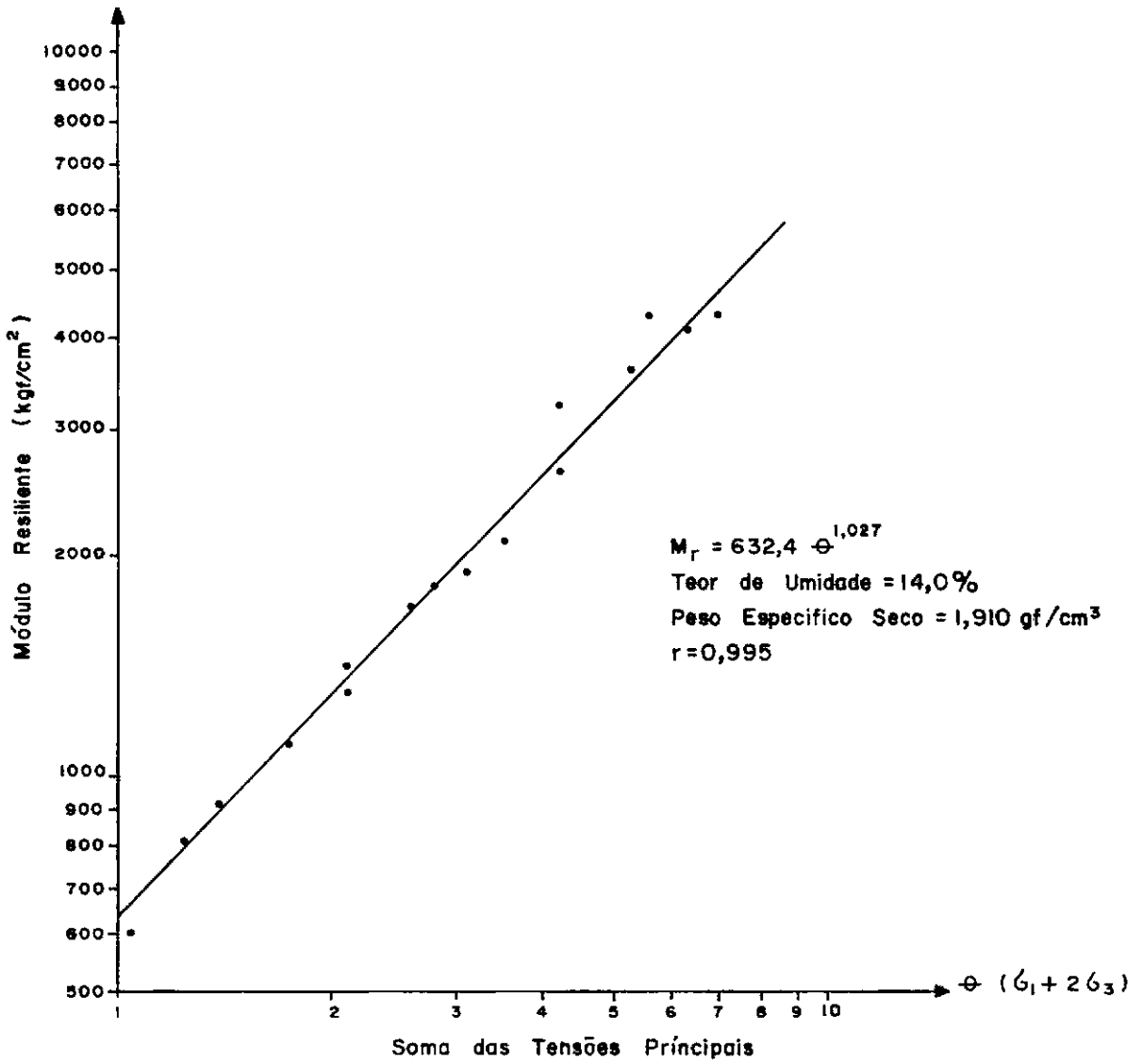


FIGURA 18 - Módulo Resiliente "Versus" Soma das Tensões Principais

O Quadro 3 resume os resultados. Os valores e levados dos coeficientes de correlação indicam que estas expres sões representam satisfatoriamente os módulos em função das ten sões, para o solo que está sendo estudado.

Embora a expressão do módulo em função da pressão confinante tenha apresentado coeficientes mais altos, obtendo-se um melhor ajustamento da reta, aquela que exprime o módulo em função da soma de tensões principais tem a vantagem de considerar a influência simultânea das tensões-desvio e de confinamento. Ambas são utilizadas atualmente por vários pesquisadores.

Uma interpretação mais detalhada destas constantes e sua utilização em projetos será feita em capítulo posterior.

7.4 - INFLUÊNCIA DA DRENAGEM NO VALOR DOS MÓDULOS

Os solos saturados ou próximos da saturação, quando ensaiados à compressão triaxial em condições não-drenadas , têm a resistência ao cisalhamento e o módulo de deformação atin gidos pelo desenvolvimento de pressões neutras.

Nos carregamentos dinâmicos a elevados níveis de tensão, a aplicação de cargas repetidas em solos saturados pode levar à ruptura do solo.

No caso de carregamentos dinâmicos a níveis de

Quadro 3 - Resumo das constantes K_1 , K_2 , K'_1 , K'_2 que relacionam o módulo resiliente a pressão confinante e tensões principais

Condições de Compactação		$M_r = K_1 \sigma_3^{K_2}$			$M_r = K'_1 \sigma_3^{K'_2}$		
Umidade (%)	Densidade (gf/cm ³)	K_1	K_2	r	K'_1	K'_2	r
7,5	1,890	4497,8	0,375	0,922	2460	0,373	0,837
9,0	1,924	3881,5	0,667	0,964	1425,6	0,623	0,911
10,3	1,964	4009	0,78	0,99	1177,6	0,763	0,927
12	1,940	4102	0,975	0,98	885,1	0,964	0,976
14	1,910	3199	1,019	0,98	632,4	1,027	0,995

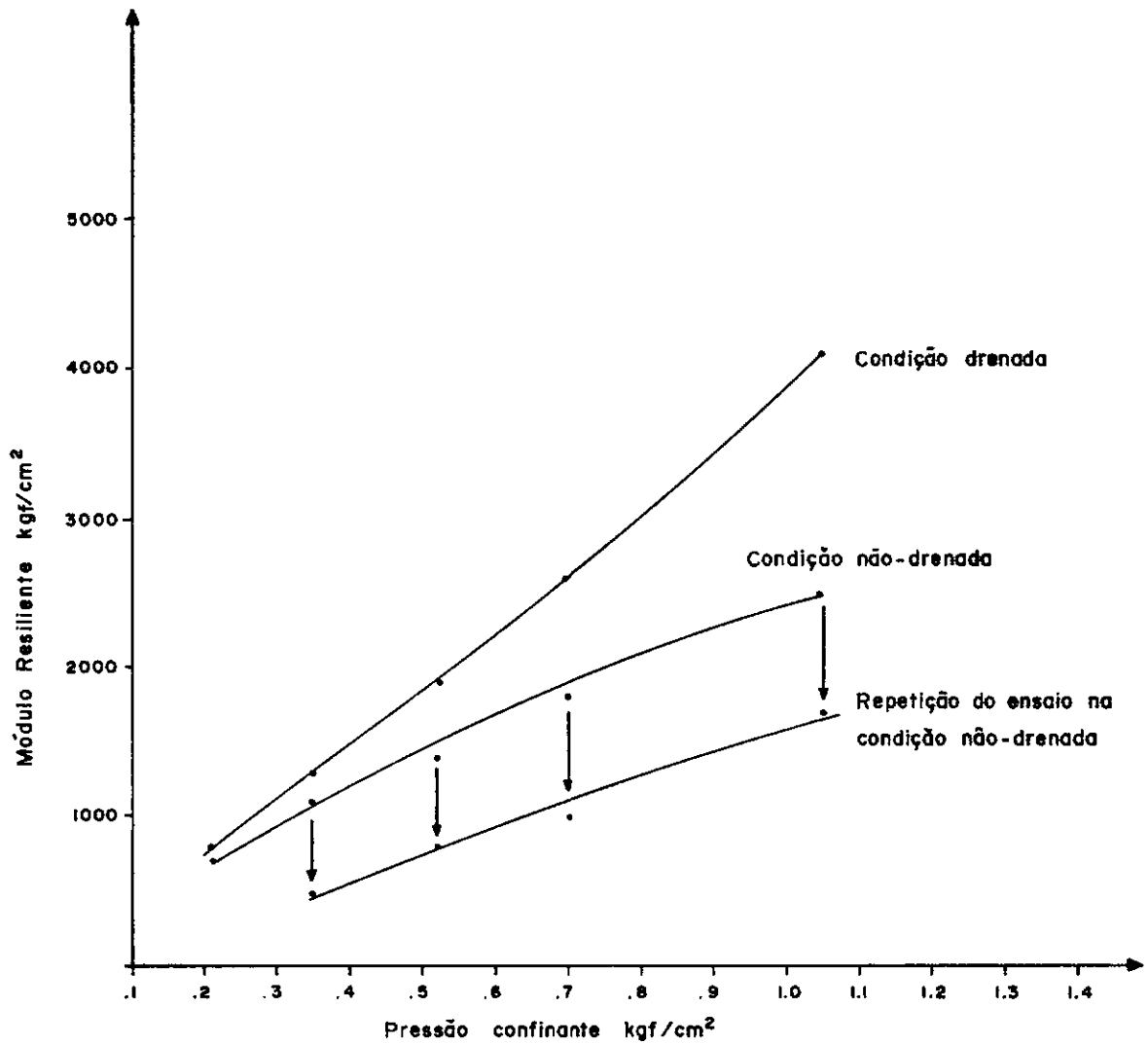
Obs.: r representa o coeficiente de correlação das retas obtidas

tensão relativamente baixos, como acontece em pavimentos adequadamente dimensionados quanto à resistência ao cisalhamento e deformações permanentes, também se manifesta o efeito das pressões neutras transientes. Procurou-se verificar para o solo em estudo esse efeito, na condição drenada e na não-drenada .

Os módulos resilientes determinados na condição drenada são maiores do que os determinados sem drenagem, de 1,3 a 1,6 vezes mais.

Para as duas condições de ensaio, após o primeiro ensaio, os corpos-de-prova foram ensaiados novamente. O comportamento observado neste segundo ensaio diferiu conforme as condições de drenagem; para o ensaio não-drenado os módulos não variaram, e para o drenado houve uma redução de 50% nos valores dos módulos (Fig. 19).

Supõe-se que ao ensaiar uma amostra de solo dinamicamente, desenvolvam-se pressões neutras transientes que são parcialmente dissipadas ao se remover a carga aplicada. A dissipação total dessas pressões só será possível se houver possibilidade de drenagem e um intervalo de tempo suficiente para que ela ocorra entre duas aplicações sucessivas da tensão-desvio. Do contrário, ocorrerá um acúmulo progressivo de pressões neutras com modificações na resistência e no módulo. Portanto, mesmo em ensaio "drenado," o desenvolvimento de pressões neutras pode ocorrer, dependendo da frequência do carregamento e da permeabilidade do material.



Peso específico aparente seco = $1,910 \text{ gf/cm}^3$

Teor de umidade = 14 %

Grau de saturação inicial = 97 %

Relação de tensões principais (σ_1 / σ_3) = 4

OBS.: A repetição do ensaio na condição drenada apresentou os mesmos módulos resilientes

FIGURA 19 - Efeito das condições de drenagem no valor do módulo Resiliente

O comportamento da amostra de solo na condição não-drenada, mostrado na Fig. 19 , pode ter sido causado em parte pela entrada de ar comprimido, já que esta não estava completamente saturada. Ar sob pressão no interior da amostra modifica a tensão efetiva do solo, alterando seu módulo resiliente.

CAPÍTULO VIII

OUTROS FATORES QUE AFETAM O MÓDULO RESILIENTE

8.1 - EFEITO DO GRAU DE SATURAÇÃO

O grau de saturação dos materiais que compõem a estrutura de um pavimento pode sofrer modificações com o tempo. Estas modificações são atribuídas a vários fatores, tais como períodos intensos de chuvas com infiltração de água superficial ou subterrânea e ressecamento do solo durante período de baixa umidade.

A água, ao infiltrar-se no interior do pavimento, pode ficar retida durante vários dias, dependendo das condições de drenagem e da permeabilidade dos materiais que o compõem.

Portanto, é de grande importância ensaiar os materiais nas condições críticas que podem ocorrer no campo.

Uma série de ensaios triaxiais de carga repetida foi realizada a fim de verificar a influência do grau de saturação no valor dos módulos resilientes.

Para isto, amostras de solo compactadas numa determinada umidade foram, a seguir, saturadas em células triaxiais convencionais utilizando a técnica de contra-pressão, sem afetar o volume inicial das mesmas. Após saturadas, foram subme

tidas a ensaios triaxiais dinâmicos para determinação do módulo resiliente.

Os ensaios foram executados na condição não-drenada, embora o condicionamento inicial das amostras tenha sido drenado. Este procedimento seguiu a metodologia fixada por vários pesquisadores e já comentada anteriormente. A finalidade do condicionamento drenado foi eliminar o excesso de pressão neutra devido às deformações permanentes iniciais das amostras, evitando, com isto, ruptura e modificações bruscas nos módulos durante o ensaio.

As umidades iniciais das amostras compactadas, antes da saturação, eram de 7,5%, 9% e 10,3%, correspondentes a graus iniciais de saturação de 50%, 64% e 80% respectivamente. Estas condições correspondem ao ramo seco da curva de compactação de energia intermediária, como mostra a Fig. 20 a seguir.

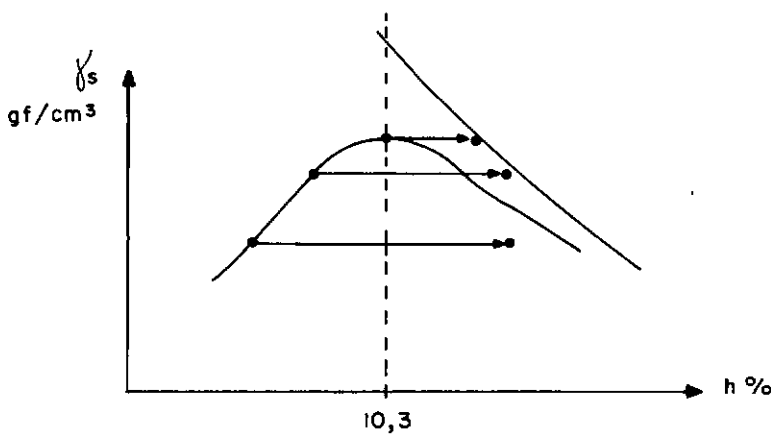


Fig. 20

Os graus de saturação finais atingiram valores de 90%, 98% e 100% respectivamente. Nestas condições as amostras foram ensaiadas dinamicamente da maneira já descrita e os módulos determinados a vários níveis de tensões.

As Figs. 21 e 22 relacionam os módulos resiliantes das amostras nas condições iniciais após compactação com os módulos obtidos nas condições finais após saturação.

Verifica-se uma redução acentuada com aumento do grau de saturação, principalmente quando as tensões confinantes são pequenas. Tensões elevadas tendem a reduzir o efeito do grau de saturação, como era de se esperar.

Para a realização desta análise, duas amostras de solo foram preparadas para cada condição de compactação desejada e uma delas foi saturada a volume constante.

O condicionamento drenado das amostras saturadas, embora necessário, pode afetar as condições volumétricas iniciais desejadas. Portanto, um procedimento mais representativo do que ocorre no campo e que elimina o problema da variação de volume durante o condicionamento drenado, foi realizado em um dos ensaios da seguinte maneira: uma única amostra de solo após compactada com 10,3% de umidade, foi ensaiada dinamicamente com condicionamento prévio e os módulos determinados a vários níveis de tensões. Terminado o ensaio, a mesma amostra de solo foi saturada por contra-pressão sem alterar o seu volume. Após a saturação foi novamente ensaiada sem condicionamento.

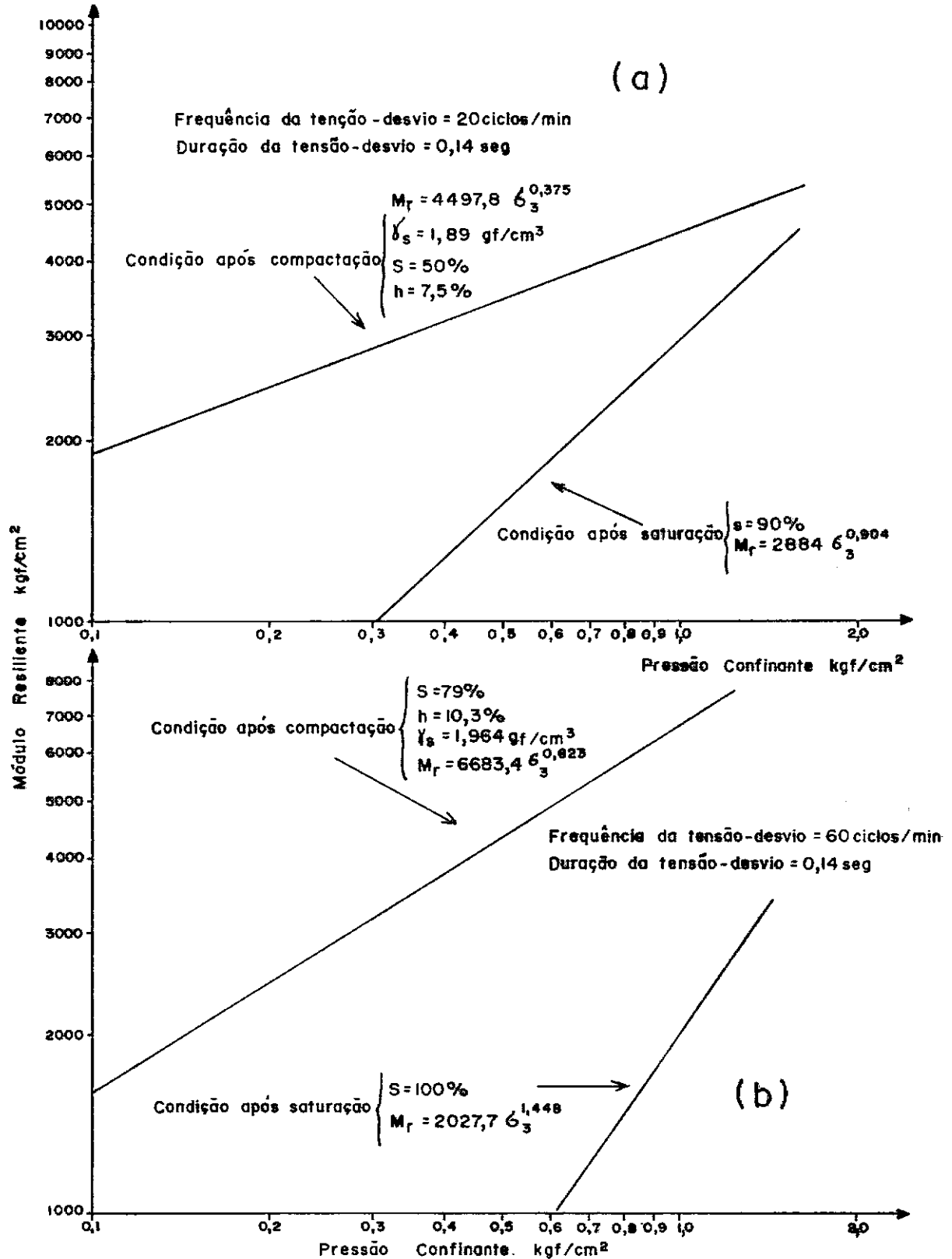


FIGURA 21 - Influência do grau de saturação no módulo resiliente

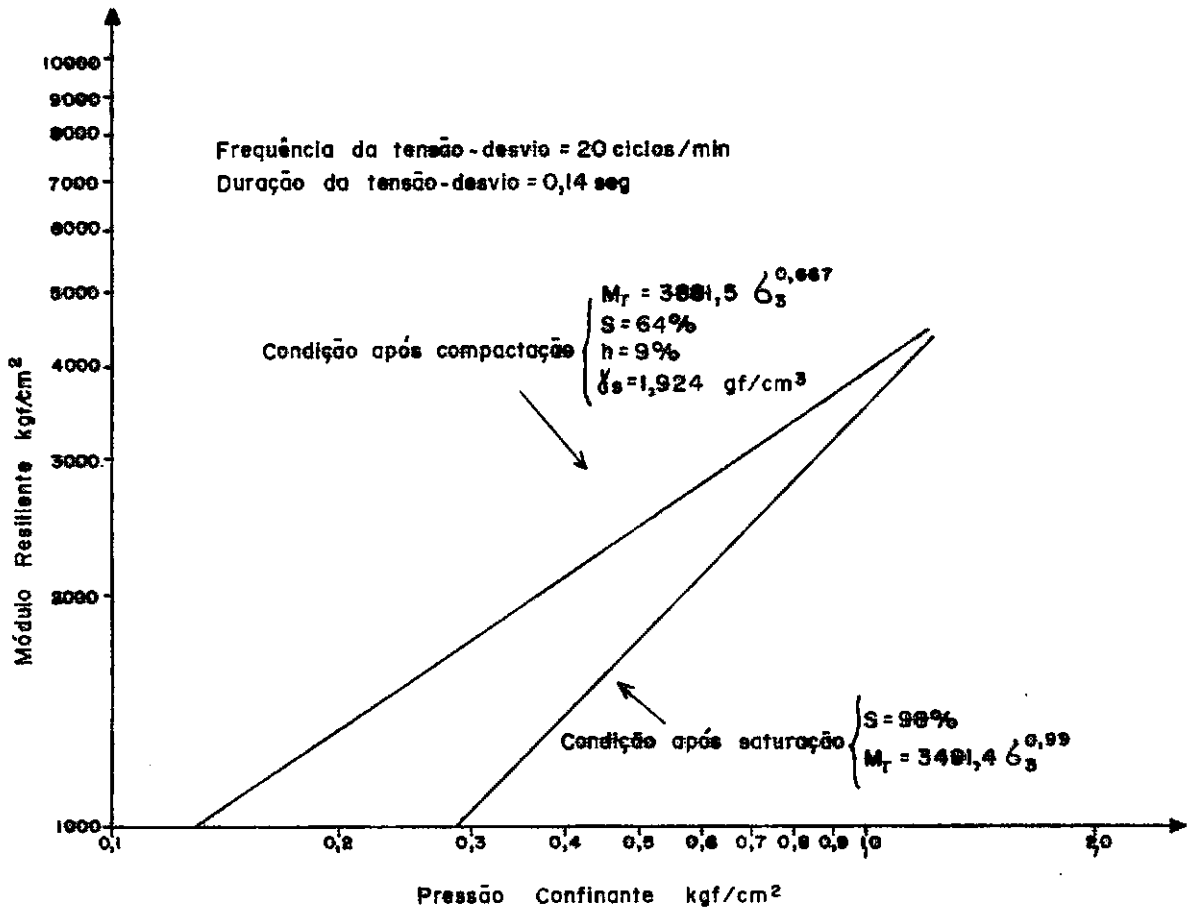


FIGURA 22 - Influência do grau de saturação no módulo resiliente

8.2 - EFEITO DA FREQUÊNCIA E DURAÇÃO DO CARREGAMENTO

São poucos os estudos realizados em materiais granulares sobre a influência da frequência e da duração das cargas repetidas em ensaios triaxiais.

Por exemplo, resultados de ensaios em areia siltoosa realizados por Seed e Chan ¹⁵, mostram um decréscimo nos módulos resilientes com aumento da duração da carga repetida, e um aumento nos módulos com aumento da frequência de aplicação da tensão-desvio.

Segundo Armstrong, citado por Hicks ⁴, durações longas de cargas e curtos intervalos de aplicação produzem maiores deformações.

A fim de verificar as conclusões destes pesquisadores, ensaios triaxiais dinâmicos foram realizados a várias frequências e durações de tensão-desvio.

8.2.1 - Efeito da Frequência

Amostras de solo foram compactadas para três condições de umidade e densidade da curva de compactação de energia intermediária. Estas condições estão representadas e numeradas na Fig. 23 abaixo.

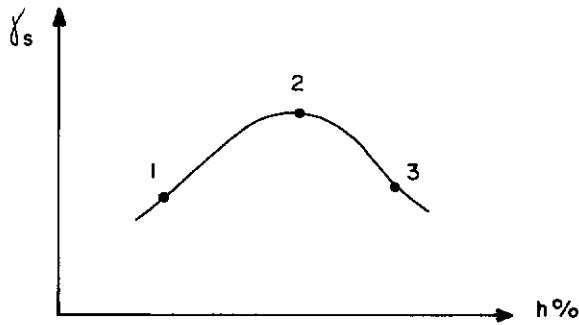


Fig. 23

Para cada condição de compactação, vários corpos-de-prova foram preparados e ensaiados com frequências diferentes, como mostra o Quadro 4 a seguir.

Quadro 4 - Módulos resilientes determinados para várias frequências de aplicação da tensão-desvio

Condição	Umidade %	Densidade gf/cm ³	Frequências utilizadas (por min.)	M _r Kgf/cm ²
1	7,5	1,89	20/min	4497,8 $\sigma_3^{0,375}$
			60/min	6280,6 $\sigma_3^{0,404}$
2	10,3	1,964	20/min	4009 $\sigma_3^{0,78}$
			40/min	4266 $\sigma_3^{0,662}$
			60/min	6683,4 $\sigma_3^{0,623}$
3	14	1,910	20/min	3199 $\sigma_3^{1,019}$
			40/min	3388,4 $\sigma_3^{1,074}$
			60/min	6591,7 $\sigma_3^{1,487}$

Não se pode aqui, como anteriormente, obter corpos-de-prova que reproduzissem exatamente as condições da curva de compactação, embora fosse satisfatória a aproximação obtida.

As Figs. 24, 25 e 26 relacionam os módulos resili_{entes} em função da pressão confinante para cada frequência de aplicação da tensão-desvio. A duração foi mantida constante e igual a 0,14 seg. aproximadamente.

Verifica-se um aumento dos módulos com o aumento da frequência. Esta variação foi pequena para frequências de 20 e 40 aplicações por minuto. Entretanto, para 60 aplicações, os módulos foram bem maiores.

Um ensaio complementar foi realizado com 20 e 9 aplicações por minuto. Os resultados deste ensaio estão representados no Quadro 5 abaixo.

Quadro 5

M_r kgf/cm ²	Frequência/ minuto	σ_d/σ_3
3500	20	2,1/0,7
3400	9	2,1/0,7
5600	20	3,15/1,05
5600	9	3,15/1,05

umidade = 11%

peso específico aparente seco = 1,962 gf/cm³

X - Coordenadas para 60 ciclos/min.
 Coeficiente de correlação $r = 0,8$

OBS. - As coordenadas para 20 ciclos/min. encontram-se representadas na fig. 13a

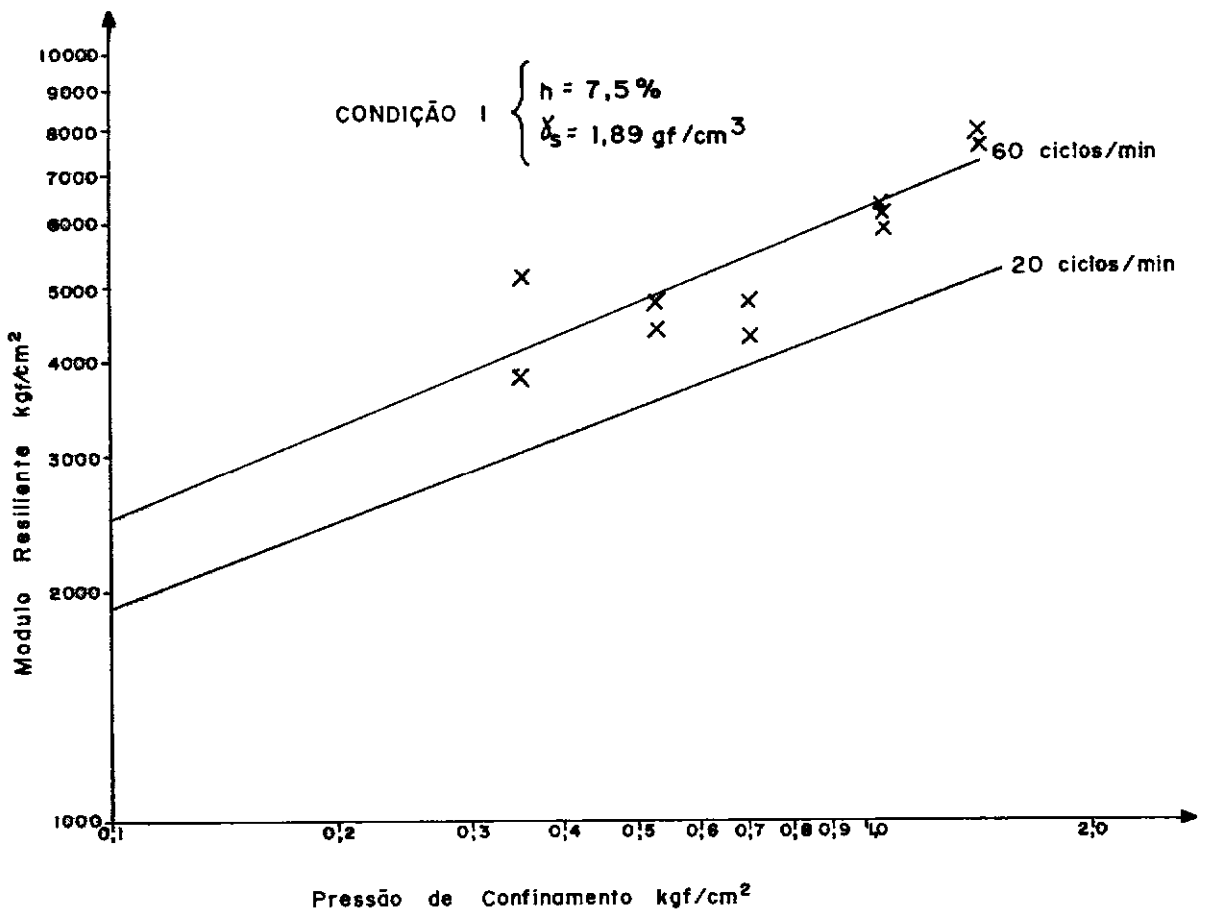


FIGURA 24 - Efeito da frequência de aplicação da tensão-desvio no módulo resiliente

X - Coordenadas para 60 ciclos/min.

Coeficiente de correlação $r = 0,940$

● - Coordenadas para 40 ciclos/min.

Coeficiente de correlação $r = 0,942$

✕ - 2 pontos coincidentes

OBS. - As coordenadas para 20 ciclos/min. encontram-se representadas na fig. 14 b

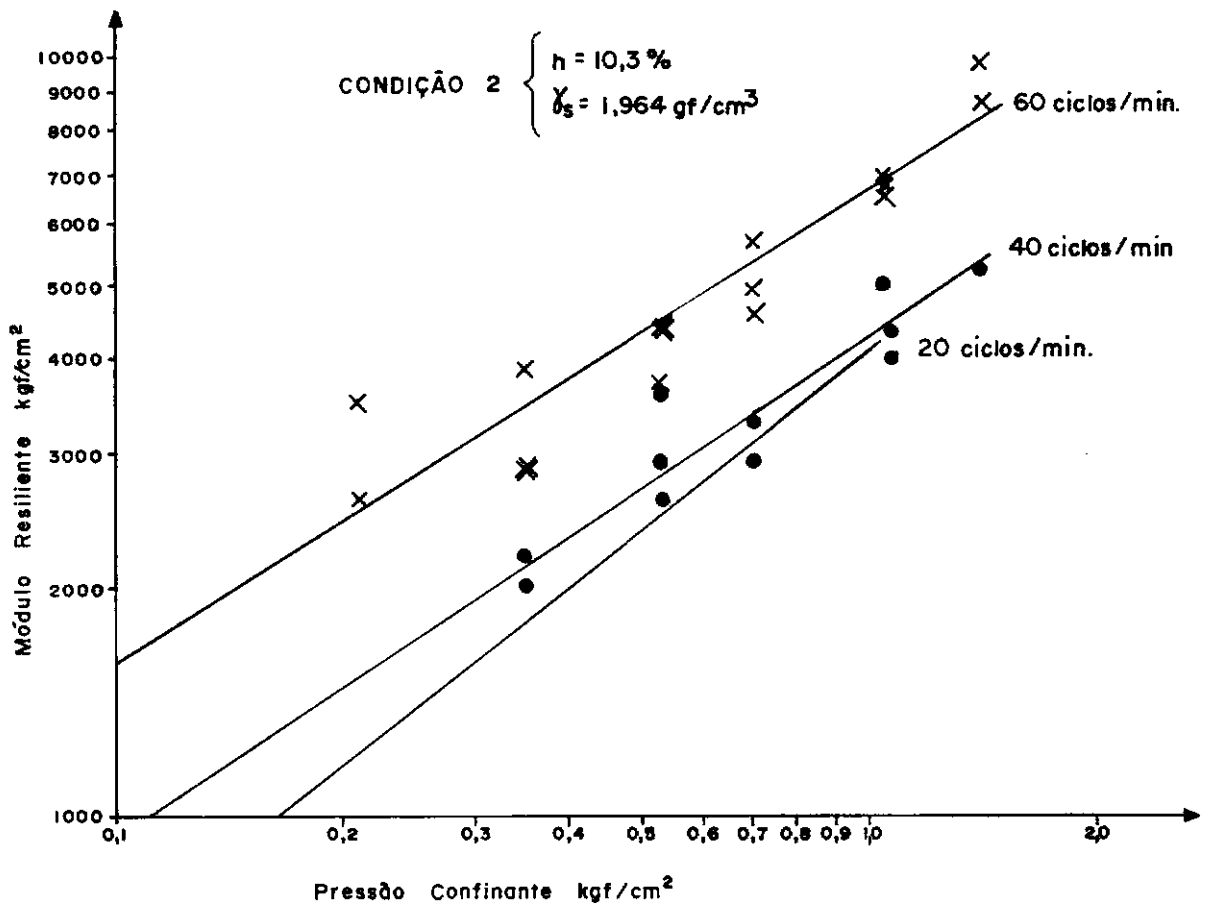


FIGURA 25 - Efeito da frequência de aplicação da tensão-desvio no módulo resiliente

X - Coordenadas para 60 ciclos/min.

Coeficiente de correlação $r = 0,982$

● - Coordenadas para 40 ciclos/min.

Coeficiente de correlação $r = 0,969$

X - 2 pontos coincidentes

OBS. - As coordenadas para 20 ciclos/min. encontram-se representadas na fig. 19
(condição drenada)

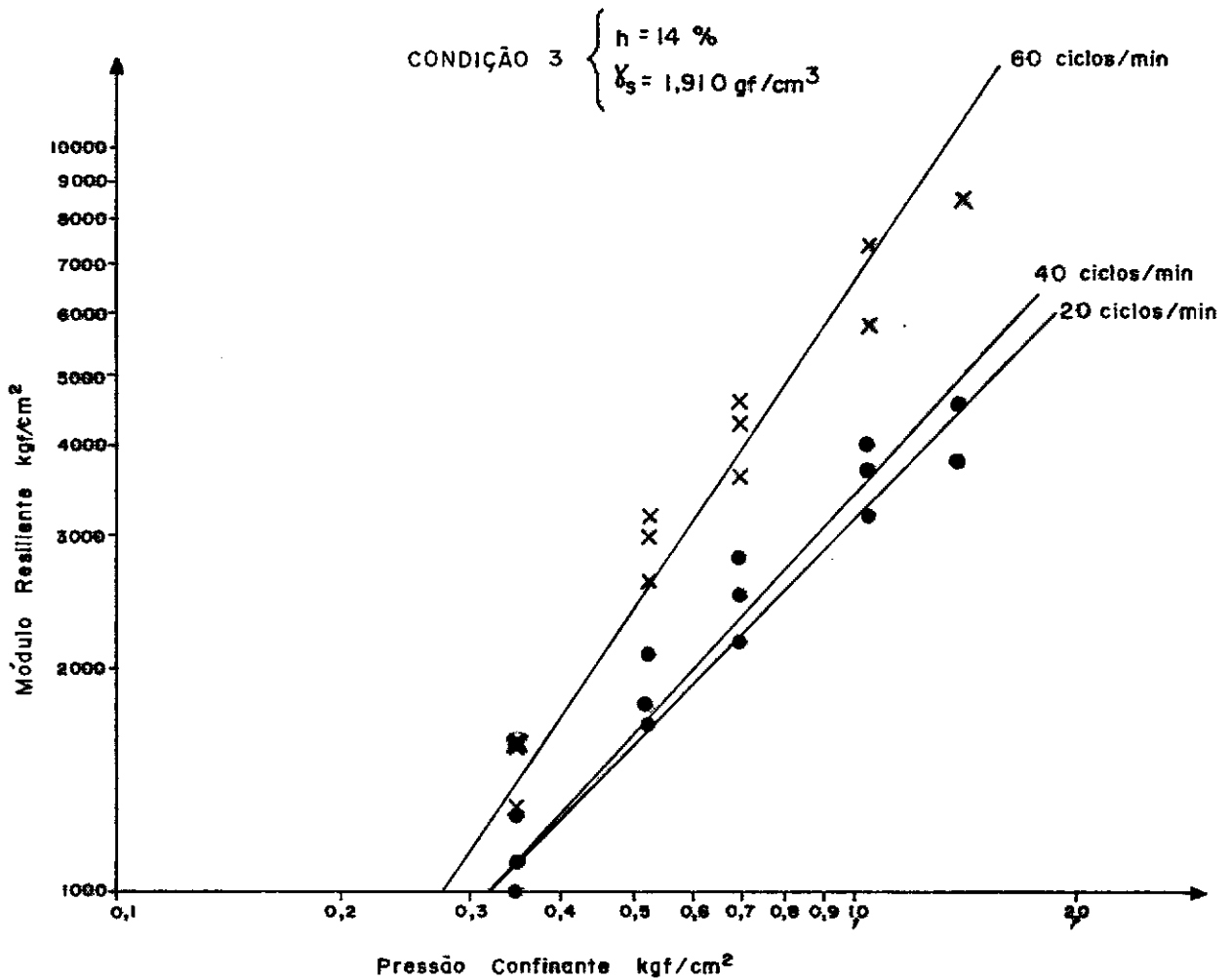


FIGURA 26 - Efeito da frequência de aplicação da tensão-desvio no módulo resiliente

O módulo resiliente permaneceu praticamente inalterado para ambas as frequências de aplicação da tensão-desvio.

Portanto, a frequência de aplicação da tensão - desvio repetida pode afetar consideravelmente o valor dos módulos em ensaios triaxiais dinâmicos realizados em laboratório. Os materiais de pavimento, então, devem ser ensaiados a uma frequência que melhor represente o movimento do tráfego. Vários pesquisadores têm adotado 20 aplicações por minuto como uma frequência padrão.

8.2.2 - Efeito da Duração do Carregamento

A fim de verificar o efeito da duração da carga repetida, três ensaios triaxiais foram realizados. As características das amostras de solo compactadas na energia intermediária estão representadas no Quadro 6 a seguir.

Quadro 6

Amostra	Umidade %	Densidade gf/cm ³	Grau de saturação %
1	7,6	1,883	50
2	10,6	1,954	80
3	14,5	1,891	98

Cada amostra foi ensaiada a várias tensões e com duração de carregamento de 0,14 seg, 5 seg e 10 seg. Embora a frequência de aplicação da tensão-desvio tenha variado para cada duração desta tensão, manteve-se constante o intervalo entre duas aplicações sucessivas da tensão-desvio.

As Figs. 27 e 28 relacionam os módulos resili_{entes} com tensões confinantes e tensões-desvio correspondentes, a três durações da tensão-desvio aplicada. A relação de tensões principais foi mantida constante e igual a 4 durante os ensaios.

Verifica-se um decréscimo nos módulos com aumento da duração do carregamento. Esta variação é acentuada para tensões confinantes superiores a $0,5 \text{ kgf/cm}^2$. Para valores inferiores a este, a variação foi pequena.

A influência da duração do carregamento repetido no valor do módulo resiliente pode estar relacionado com o desenvolvimento de pressões neutras transientes e quantidade de drenagem. Aplicações rápidas dificultam a homogeneização das pressões neutras ao longo da amostra de solo. Aumentando a duração, tanto a homogeneização como a possibilidade de drenagem aumentam e as amostras de solo passam a apresentar maiores deformações, tanto permanentes como recuperáveis.

O efeito da duração da tensão-desvio pode depender muito do tipo de material ensaiado. Para o solo deste estudo, a duração teve influência apenas para níveis de tensões elevados, superiores aos comumente existentes nas camadas de um pavimento. Barksdale definiu uma relação entre a duração do pulso e a velocidade do veículo variável com a profundidade no pavimento. Esta relação, mostrada na Fig. 29 a seguir, pode ser utilizada em ensaios de laboratório em função das características da estrada estudada, para a escolha do tempo de atuação da

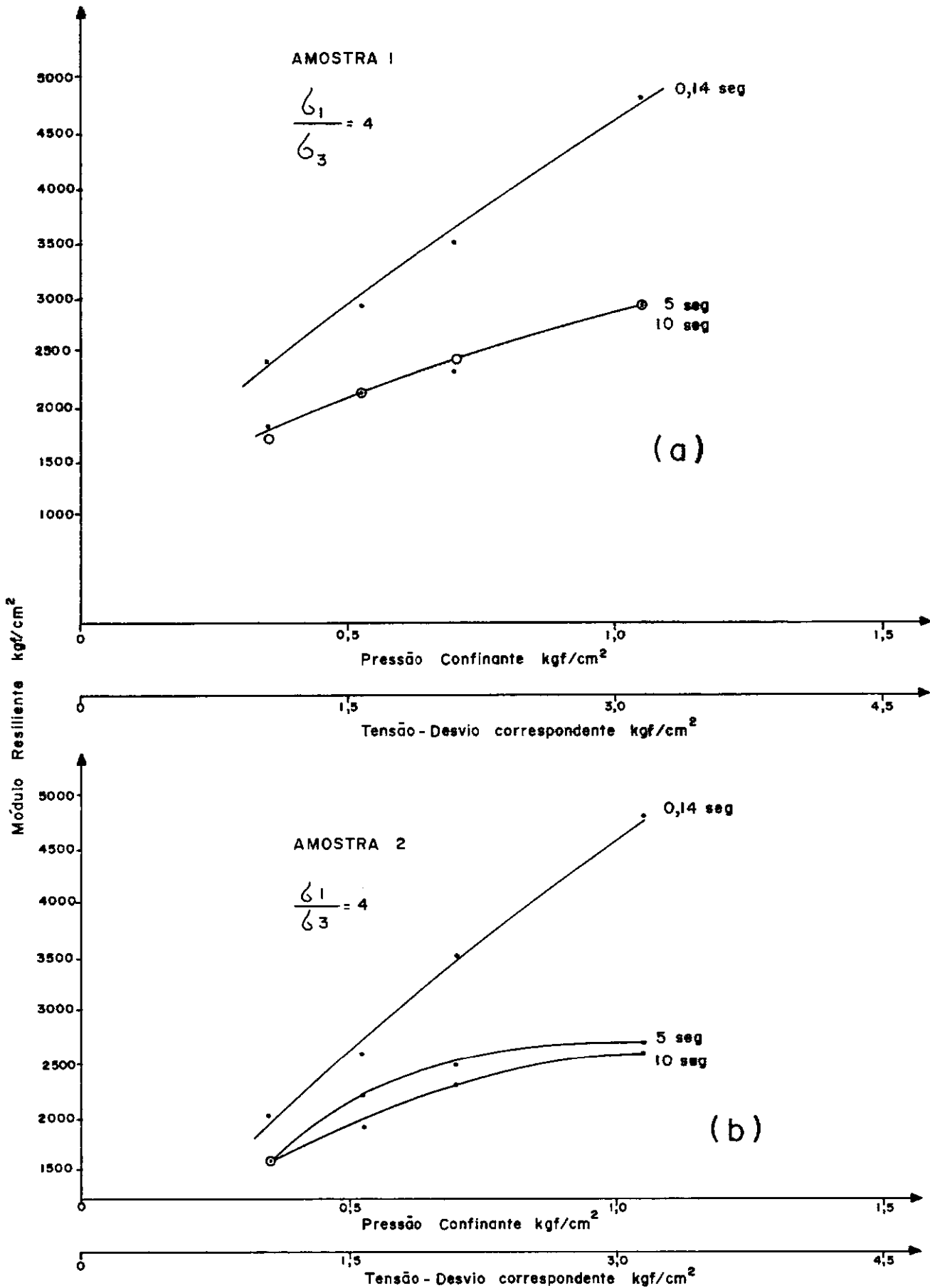


FIGURA 27 - Influência da duração da tensão-desvio no módulo resiliente

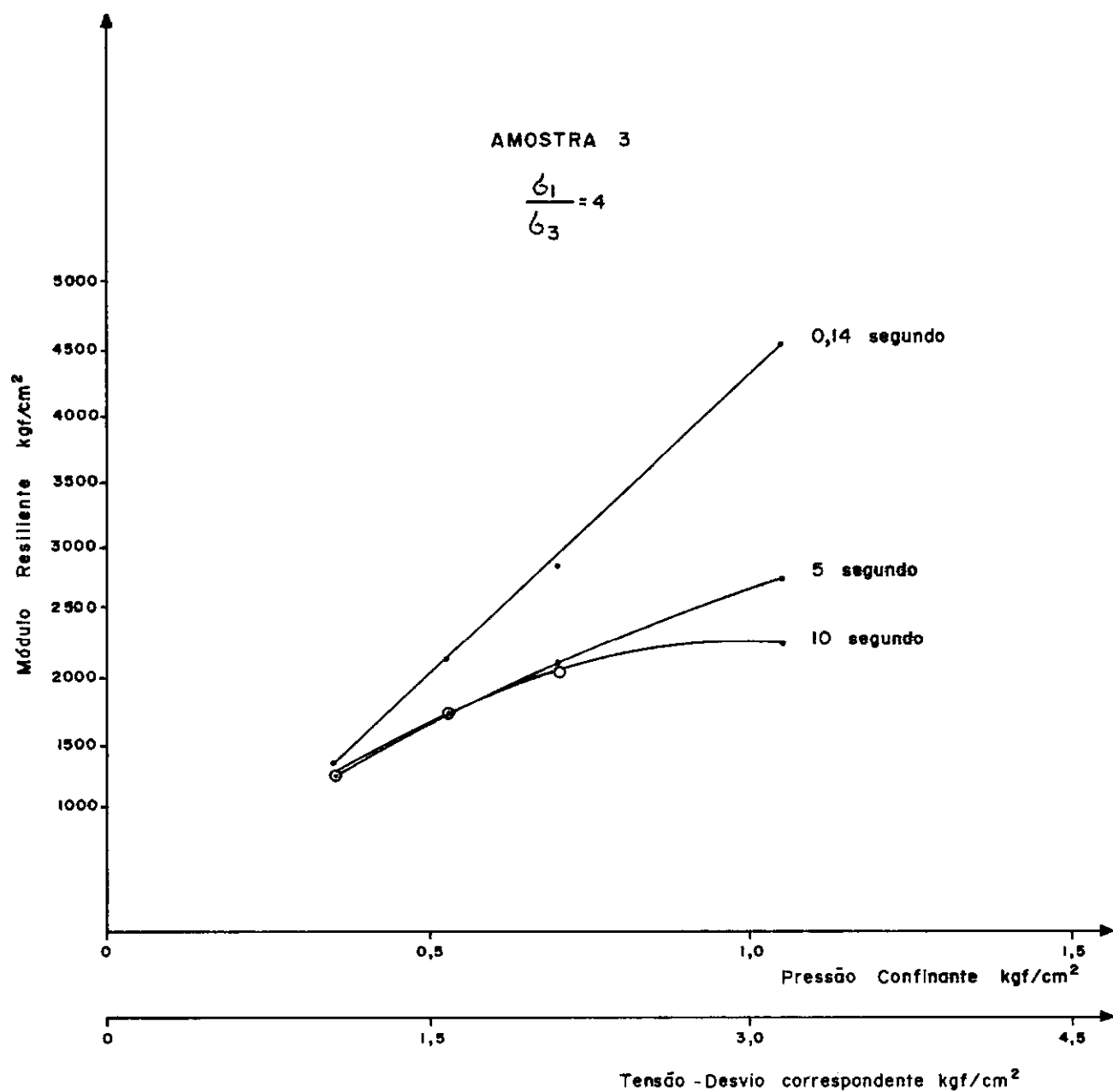
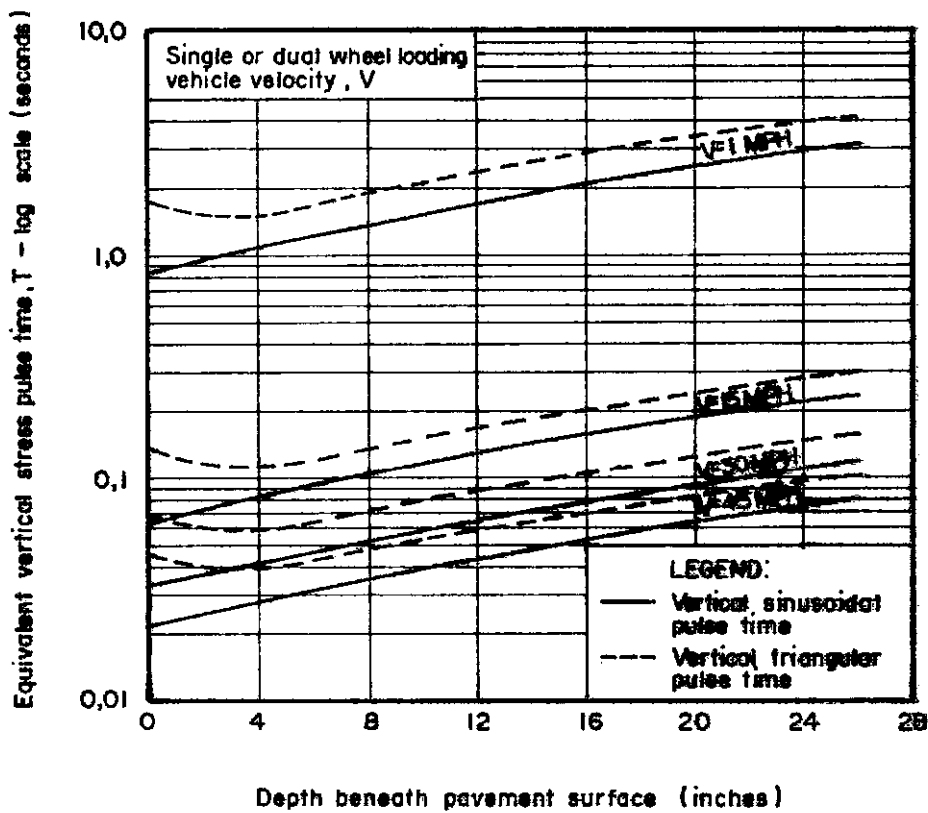


FIGURA 28 - Influência da duração da tensão-desvio no módulo resiliente



NOTE: 1 in. = 25,4 mm. 1 mile = 1,6 km.

FIG.29 — Variação do tempo da tensão-desvio com velocidade do veículo e profundidade ("Apud" Barksdale⁹)

tensão-desvio.

8.3 - EFEITO DA UMIDADE E DENSIDADE AO LONGO DA CURVA DE COMPACTAÇÃO

Na Fig. 30 faz-se uma comparação dos módulos resilientes em função do confinamento para cinco condições de umidade e densidade da curva de compactação de energia intermediária.

Verifica-se que o módulo resiliente diminui com o aumento da umidade de compactação, esta diminuição sendo tanto maior quanto menor a pressão confinante. Portanto, fica patente, novamente, que quanto maior a pressão confinante, menos se fazem sentir os efeitos das condições de compactação nas propriedades resilientes do solo arenoso estudado. Estas tendências se manifestaram mais nitidamente, porém, para tensões confinantes inferiores a $0,6 \text{ kgf/cm}^2$.

Observa-se, também, que para umidades em torno da ótima, entre 9% e 11%, a variação dos módulos foi relativamente pequena.

É importante ressaltar que a densidade de compactação também pode ter influência nas deformações e no valor dos módulos. Entretanto, a densidade do solo variou pouco com a umidade para a energia de compactação utilizada. A diferença entre a densidade máxima, correspondente à umidade ótima, e a me-

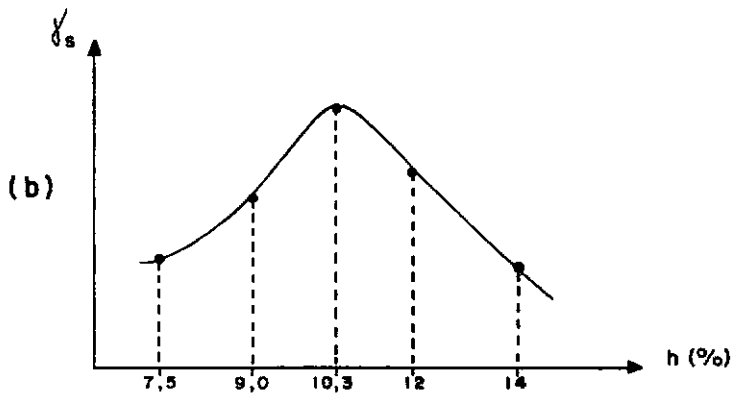
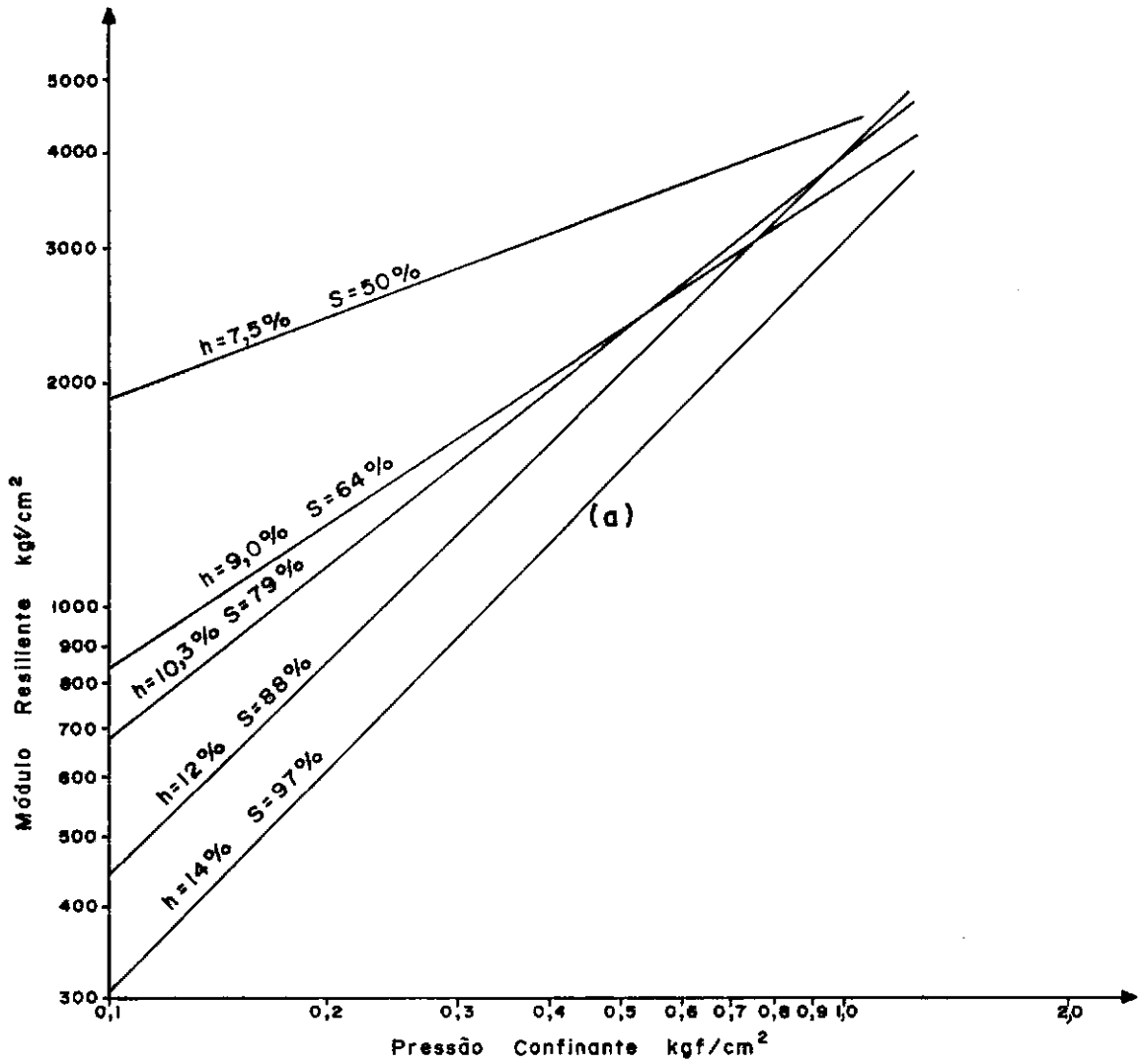


FIGURA 30 - a) Variação do módulo resiliente ao longo da curva de compactação (energia intermediária)
b) Condições ensaiadas

nor densidade da curva de compactação é da ordem de 5%. Isto indicaria que as mudanças nas propriedades resilientes ao longo da curva fossem atribuídas principalmente ao efeito da umidade.

A fim de complementar esta análise, ensaios tri-axiais dinâmicos foram realizados para três condições de umidade e densidade da curva de compactação correspondente ao Proctor Normal. As condições estão representadas na Fig.31b .

A Fig.31a apresenta os resultados dos ensaios para as três condições escolhidas, e novamente ocorreu uma redução no módulo com o aumento da umidade de compactação e tanto mais acentuadamente quanto menor a tensão confinante.

Finalmente, faz-se uma comparação entre módulos resilientes de amostras de solo com graus de saturação aproximados, mas compactados em energias diferentes correspondentes ao Proctor Normal e intermediário (Fig.32). Verifica-se pela figura uma semelhança nos módulos das amostras com graus de saturação equivalentes, embora apresentem condições de compactação correspondentes a energias diferentes.

Portanto, tanto o valor como a tendência de variação dos módulos ao longo de ambas as curvas estudadas diferi-ram muito pouco para o material estudado. O objetivo desta anãlise foi verificar a sensibilidade do módulo resiliente a pequenas variações nas condições de compactação, possibilitando, en-tão, avaliar a influência da diferença admitida entre as condi-ções desejadas e obtidas nos trabalhos de preparação das amos-tras.

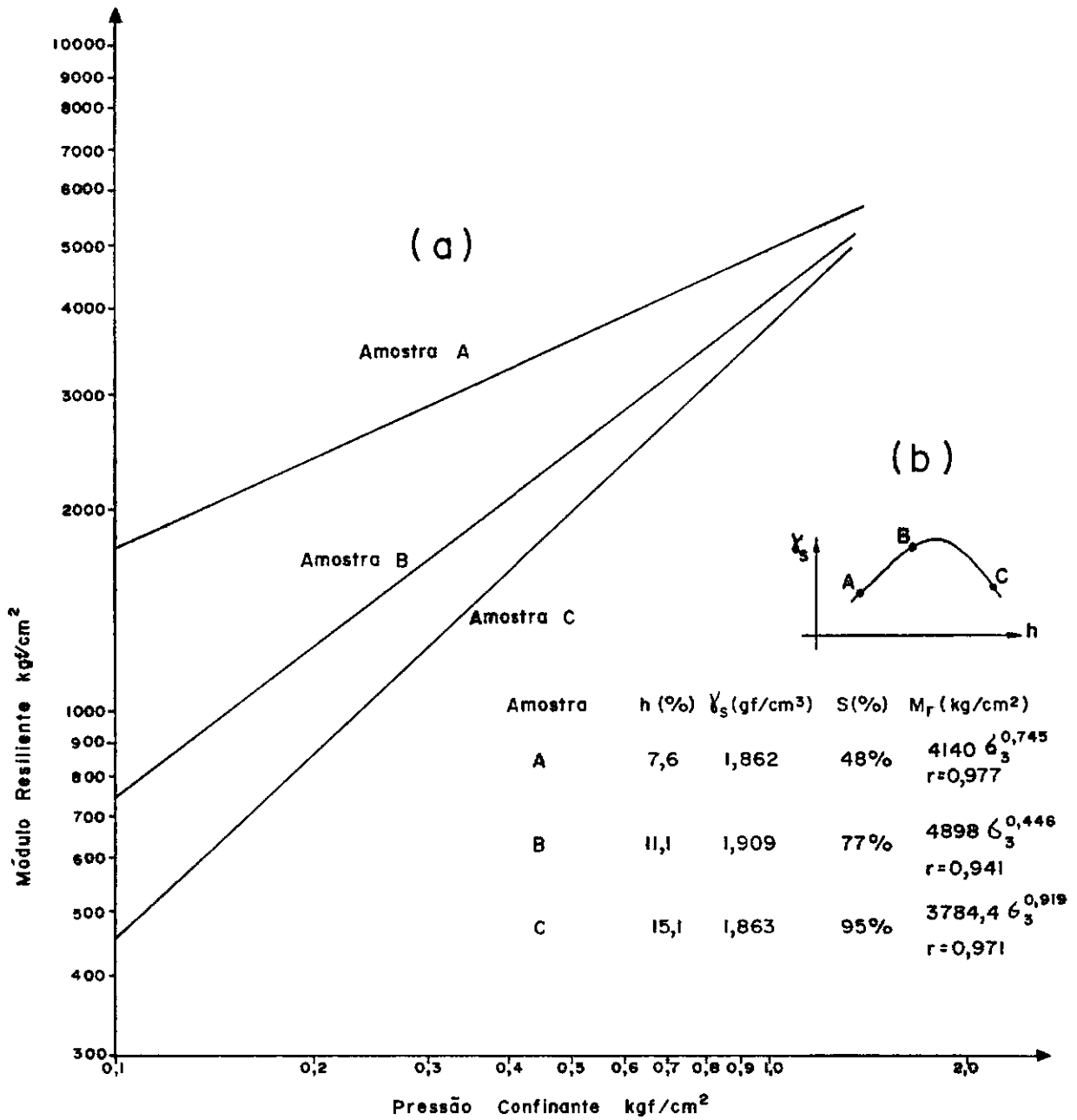


FIGURA 31 a)- Variação do modulo resiliente ao longo da curva de compactação (energia normal)

b)- Condições ensaiadas

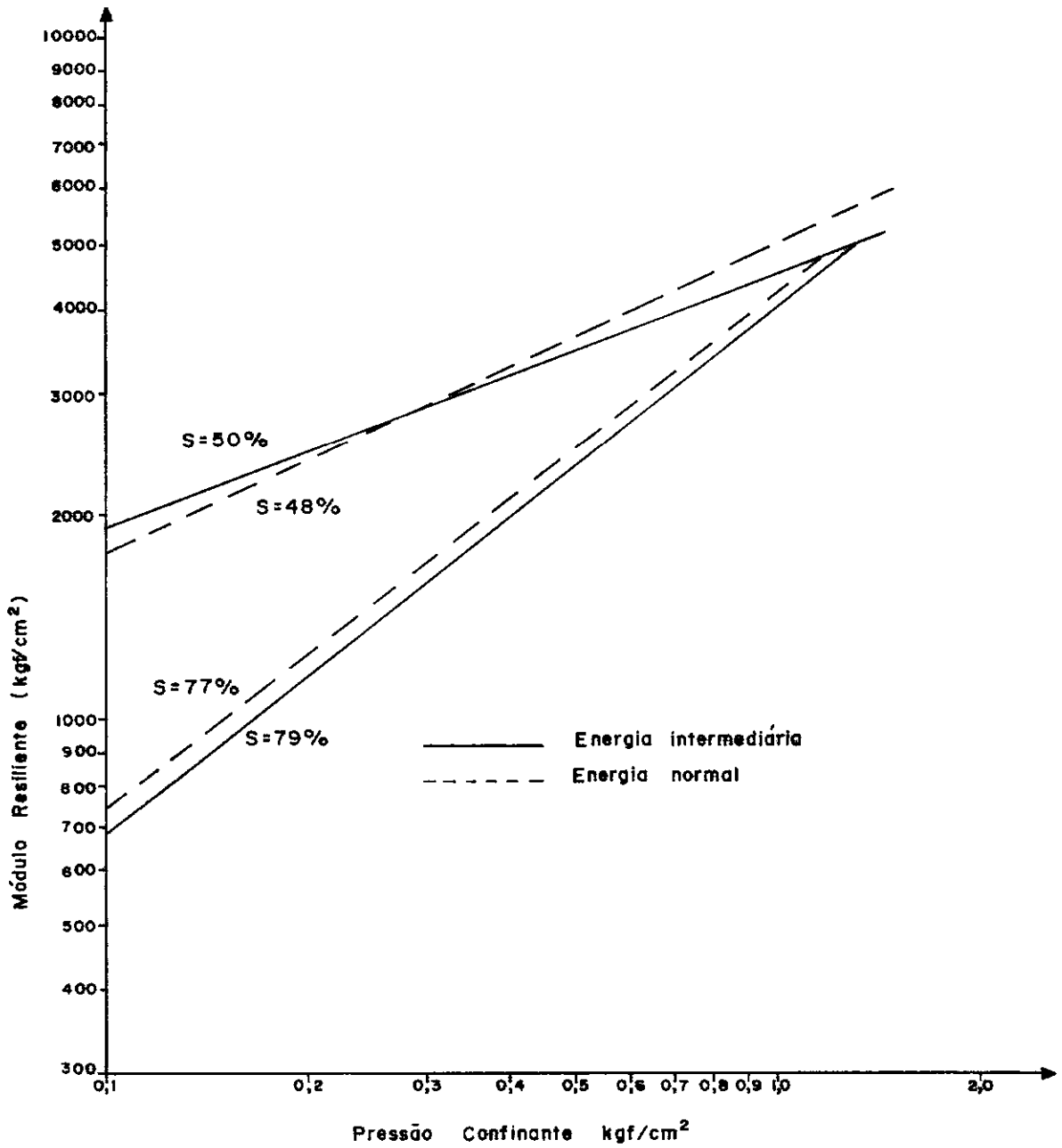


FIGURA 32 - Módulos Resilientes de amostras compactadas a diferentes energias e com graus de saturação aproximados

CAPÍTULO IX

CORRELAÇÃO COM OUTROS PARÂMETROS

9.1 - ENSAIOS CBR

Foram realizados ensaios CBR para cinco condições da curva de compactação de energia intermediária, com embebição e sem embebição. Os resultados destes ensaios estão representados na Fig. 33 .

A finalidade destes ensaios, além da caracterização do material estudado, foi tentar correlacionar os módulos resilientes ao longo da curva de compactação com o CBR correspondente.

Foi mostrado em capítulo anterior a grande influência da tensão de confinamento no valor dos módulos. O efeito da umidade de compactação no módulo também dependeu muito do valor desta tensão. Entretanto, o valor CBR é obtido para condições padronizadas de ensaio e a umidade de compactação tem grande influência no mesmo.

Portanto, para que uma correlação possa ser encontrada é necessário, inicialmente, fixar uma tensão de confinamento, levando em consideração que um valor muito elevado desta tensão pode reduzir muito o efeito da umidade nos módulos, dificultando esta correlação.

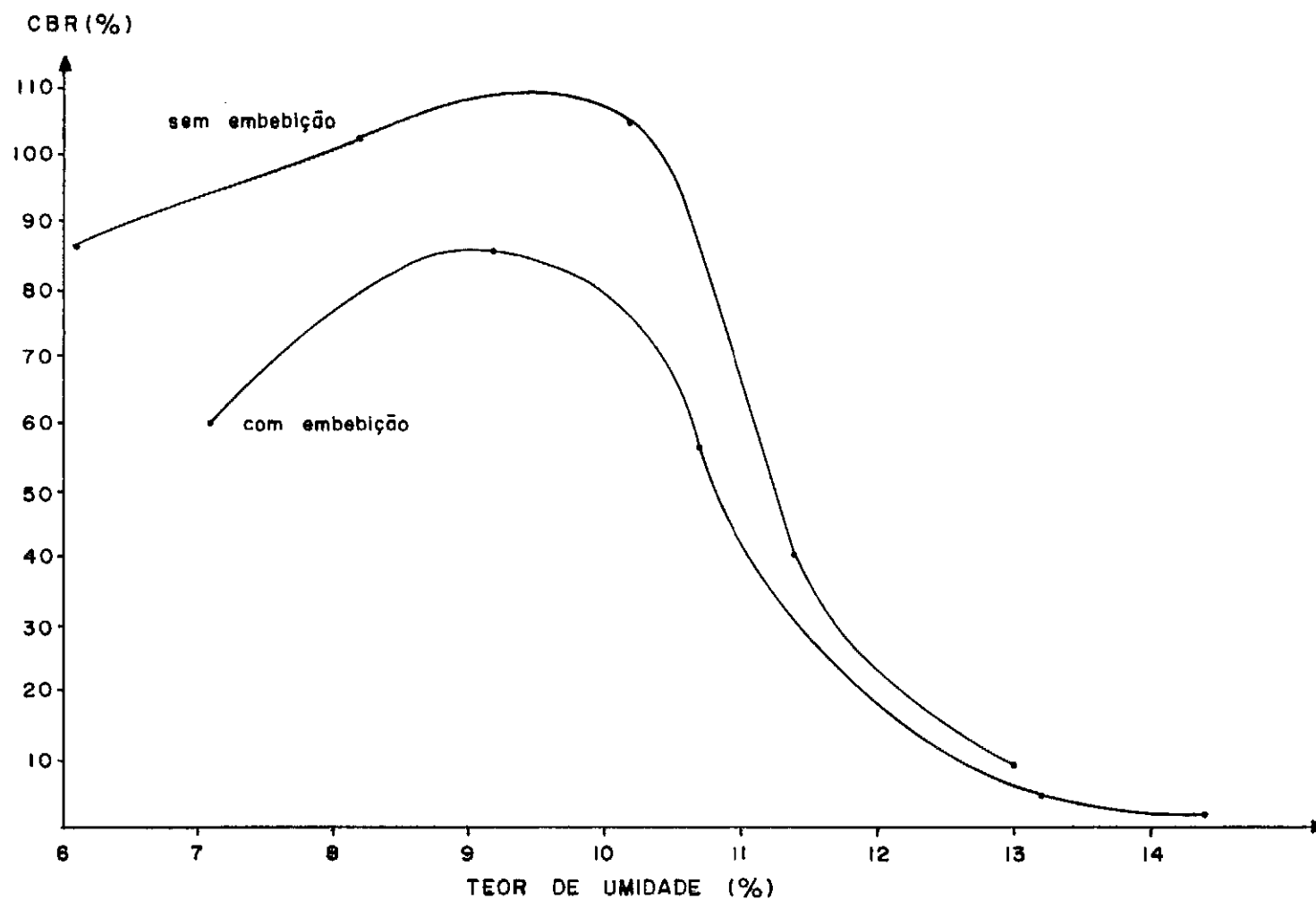


FIGURA 33 - VALOR CBR "VERSUS" TEOR DE UMIDADE (com embebição e sem embebição)

Por exemplo, o Quadro 7 abaixo apresenta valores de módulos resilientes determinados para cada unidade de compactação desejada e para $0,1 \text{ kgf/cm}^2$ de confinamento com os valores de CBR correspondentes.

Umidade %	$M_R \text{ Kg/cm}^2$	CBR %
7,5	1.900	65
9,0	800	85
10,3	700	60
12	400	18
14	300	3

Quadro 7 - Módulos resilientes e CBR para cinco condições de compactação

Com exceção dos valores a 7,5% de umidade, a tendência do módulo foi decrescer juntamente com o CBR.

É bastante conhecida a correlação aproximada entre o módulo dinâmico e o CBR determinada pelos pesquisadores da SHELL e citada por Barksdale e Hicks²⁷: $M_R = C (\text{CBR})$, sendo C uma constante, em média igual a 100, obtendo-se M_R em Kg/cm^2 .

No exemplo proposto, o valor de C varia de 10 a 100, o que torna desaconselhável a utilização de correlação deste tipo.

Excluindo o primeiro par de valores M_R e CBR, obteve-se uma correlação do tipo $M_R = C_1 + C_2 (\text{CBR})$ para uma determinada tensão de confinamento. No caso, $C_1 = 280$ e $C_2 = 7$.

Entretanto, ambas as relações anteriormente cita

das ignoram o confinamento e como camadas de pavimentos apresentam valores diversos de tensões confinantes, torna-se precária sua aplicabilidade em projetos de pavimentos, principalmente quando for empregada para materiais granulares de base e sub-base.

Os módulos de solos argilosos que geralmente compõem o subleito de pavimentos, por serem pouco afetados pela tensão de confinamento, apresentam melhores condições para o uso de correlações empíricas do tipo: $M = 100 \text{ (CBR)}$.

Mesmo assim, esta expressão também pode acarretar erros na determinação do módulo superiores a 50%²⁷.

9.2 - ENSAIOS TRIAXIAIS TIPO NÃO-ADENSADO, NÃO-DRENADO (UU)

A fim de comparar módulos estáticos com dinâmicos, ensaios triaxiais tipo UU foram realizados para três condições de umidade e densidade da curva de compactação intermediária representadas na Fig. 34 a seguir. O critério para a escolha destas condições baseou-se no pequeno desenvolvimento de pressões neutras em amostras com graus de saturação correspondentes a umidades abaixo da ótima.

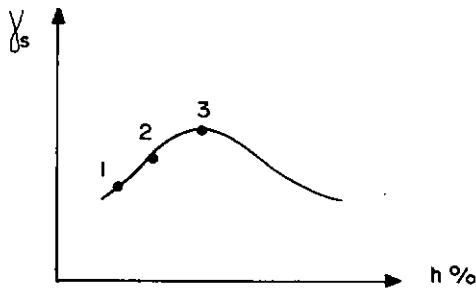


Fig. 34

Para cada condição, quatro amostras de solo foram preparadas e ensaiadas com tensões de confinamento (σ_3) diferentes.

Os ensaios foram executados com quatro ciclos completos de carregamento e descarregamento. Após o último ciclo as amostras foram levadas à ruptura.

A relação de tensões principais máxima (σ_1/σ_3) em cada ciclo foi 4, concordando com os ensaios triaxiais dinâmicos.

O módulo de deformação calculado corresponde ao módulo tangente do último ciclo e obtido para um nível de tensões igual a 50% da tensão axial máxima do ciclo ($\bar{M}_{50\%}$).

Esta técnica de realização dos ensaios UU apresentou duas vantagens fundamentais:

1. permitiu uma melhor determinação do módulo tangente, pouco definido durante o primeiro carregamento;
2. tornou o comportamento tensão-deformação do solo mais

constante e com características mais elásticas, possibilitando uma comparação com o módulo resiliente.

As figuras 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45 e 46 ilustram o procedimento dos ensaios e as vantagens apresentadas.

O Quadro 8, a seguir, apresenta as características das amostras de solo ensaiadas, as tensões confinantes utilizadas nos ensaios UU e os módulos correspondentes.

Os resultados mostram uma diferença significativa entre os módulos de deformação estático e dinâmico, reforçando a necessidade de testar os materiais sob condições de carregamento similares às do campo.

Ambos os módulos são afetados pelo valor da tensão de confinamento, aumentando com a mesma.

Oito ensaios dos doze realizados apresentaram a seguinte relação entre o módulo estático ($\bar{M}_{50\%}$) e dinâmico (M_r):

$$M_r = 3 \text{ a } 3,5 \bar{M}_{50\%}$$

Os quatro ensaios restantes, correspondentes às amostras A, E, F e I, apresentaram relações diferentes entre os módulos:

$$M_r = 5 \text{ a } 7 \bar{M}_{50\%}$$

Quadro 8 - Módulo de deformação estático e dinâmico

Condição nº	Amostra	Umidade média %	Densidade média gf/cm ³	σ_3 kgf/cm ²	$\bar{M}_{50\%}$ kgf/cm ²	M_r kgf/cm ²
1	A	7,5	1,890	0,35	430	3030
	B			0,70	1300	3930
	C			1,05	1500	4580
	D			1,4	1560	5100
2	E	9,0	1,924	0,35	420	1930
	F			0,70	630	3060
	G			1,05	1170	4000
	H			1,4	1500	4860
3	I	10,3	1,964	0,35	270	1770
	J			0,70	960	3040
	K			1,05	1250	4160
	L			1,4	1410	5200

σ_3 = pressão confinante

$\bar{M}_{50\%}$ = módulo tangente

M_r = módulo resiliente

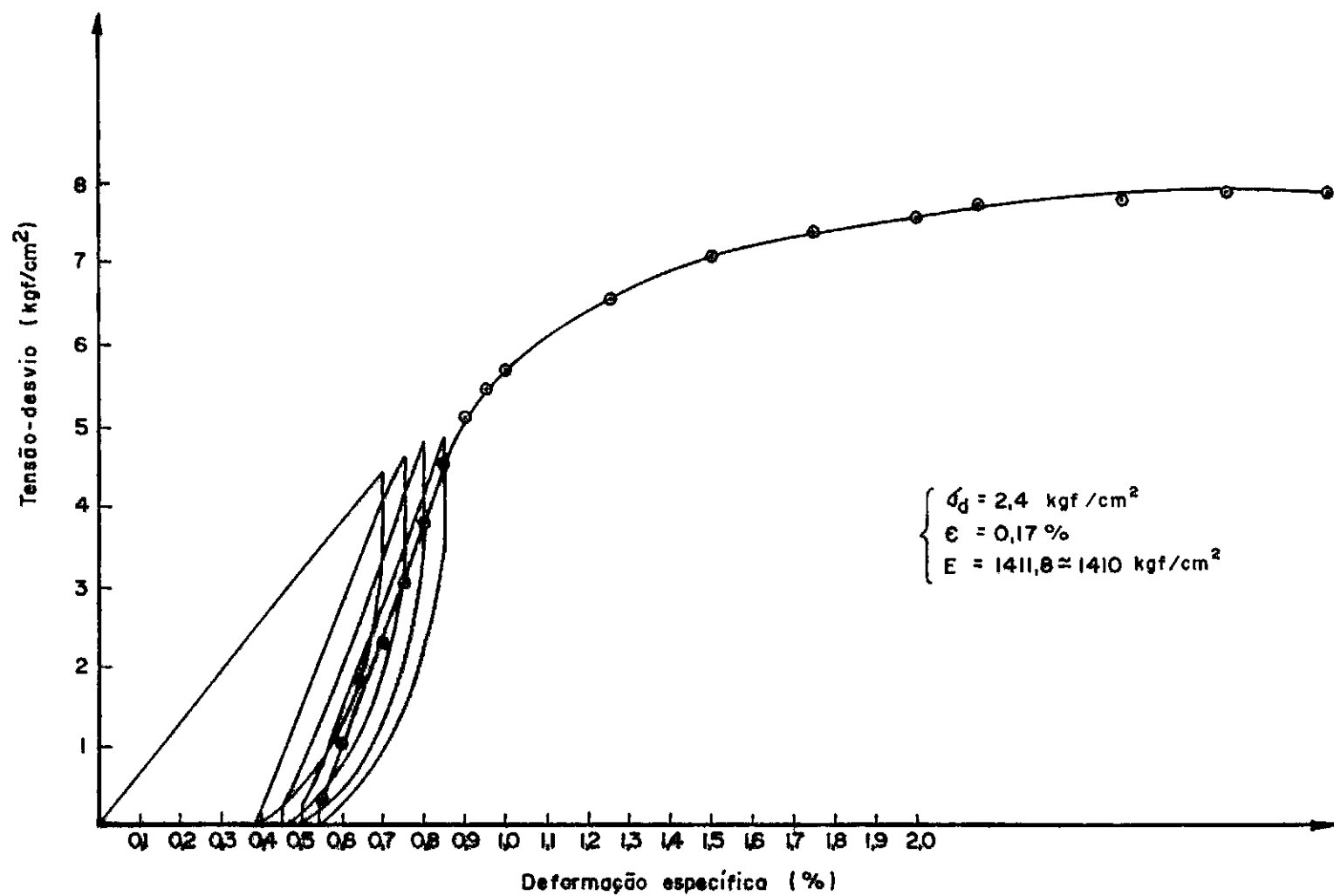


FIG.35 — Ensaio UU — Amostra L

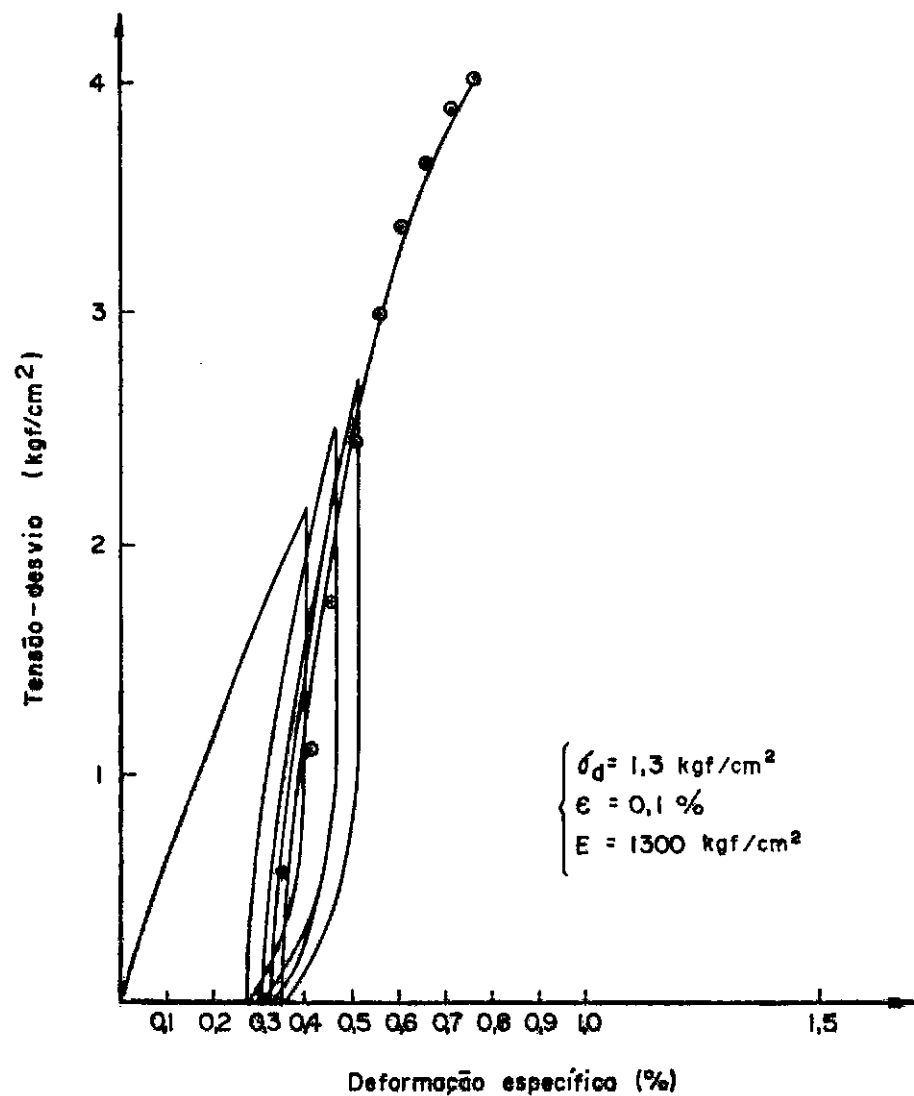


FIG.36—Ensaio UU — Amostra B

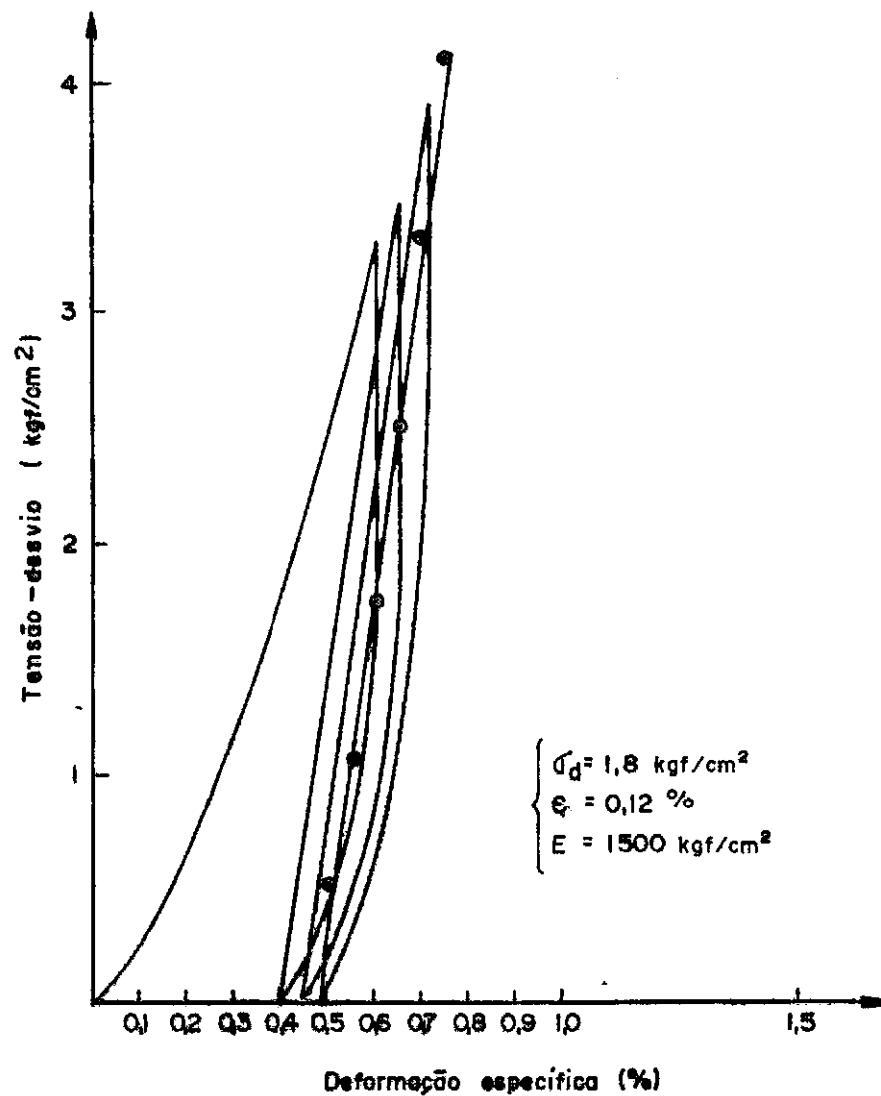


FIG. 37—Ensaio UU — Amostra C

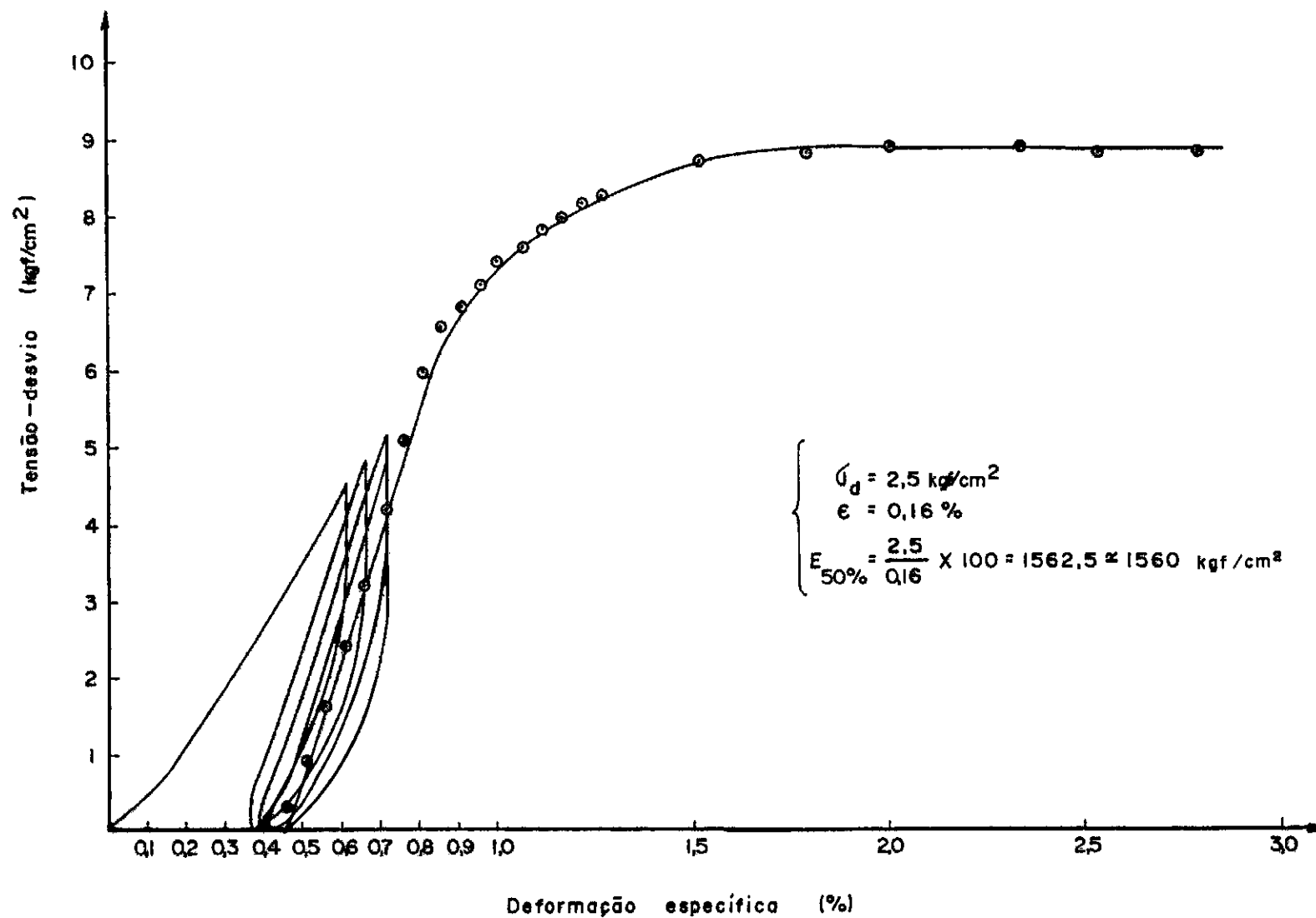


FIG. 38— Ensaio UU — Amostra D

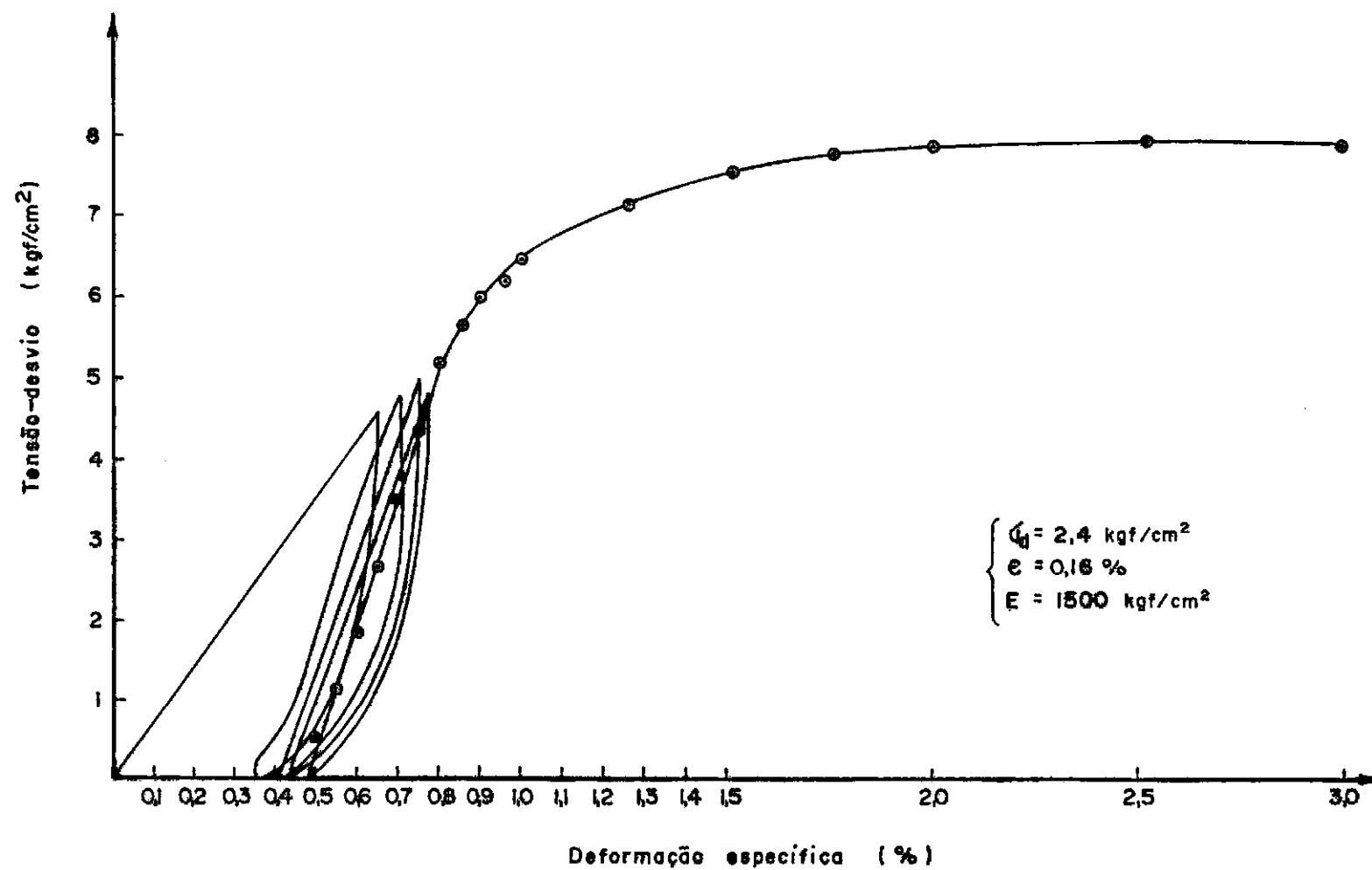


FIG.39 — Ensaio UU — Amostra H

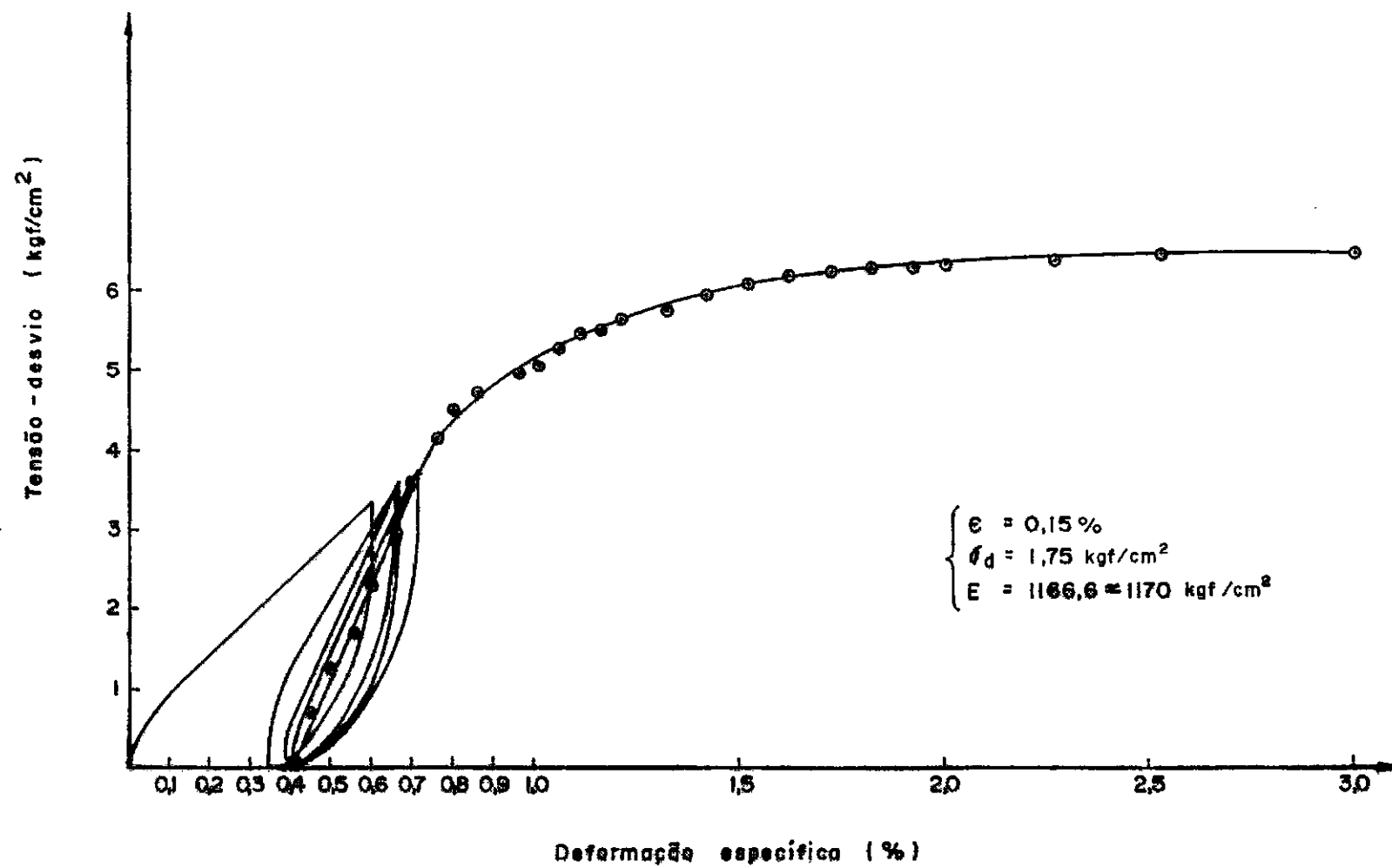


FIG.40- Ensaio UU - Amostra G

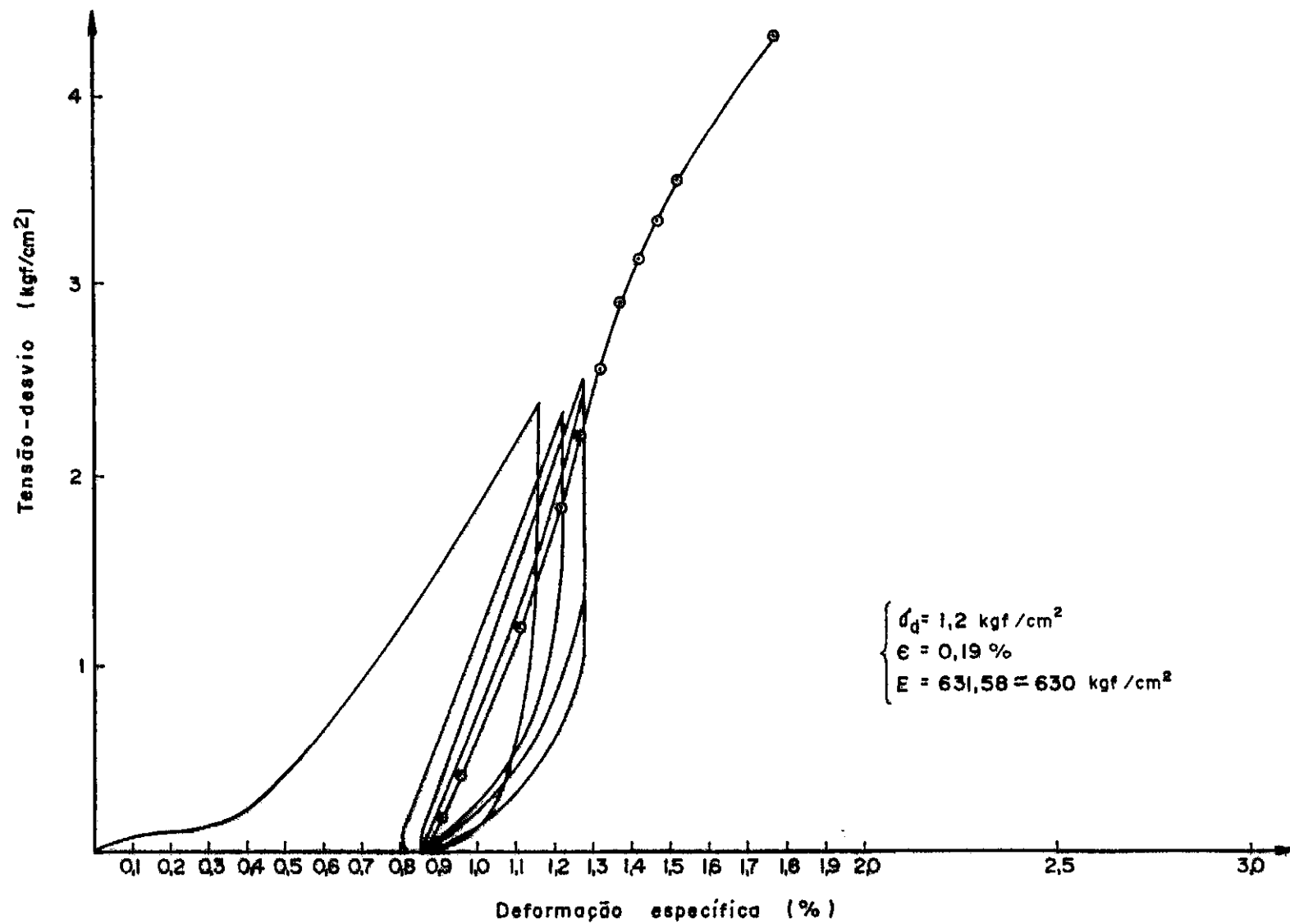


FIG.41 — Ensaio UU — Amostra F

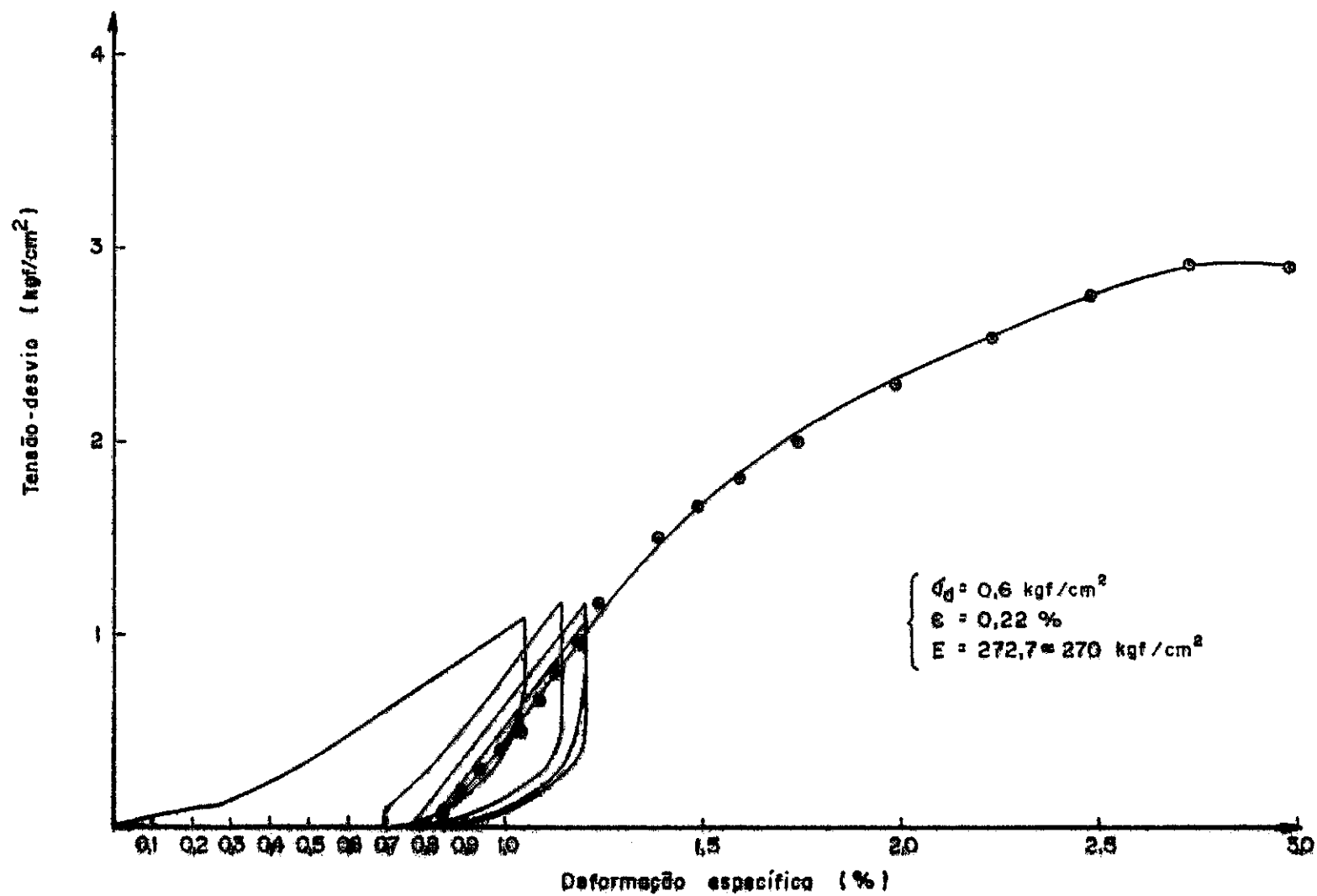


FIG.42— Ensaio tipo UU — Amostra I

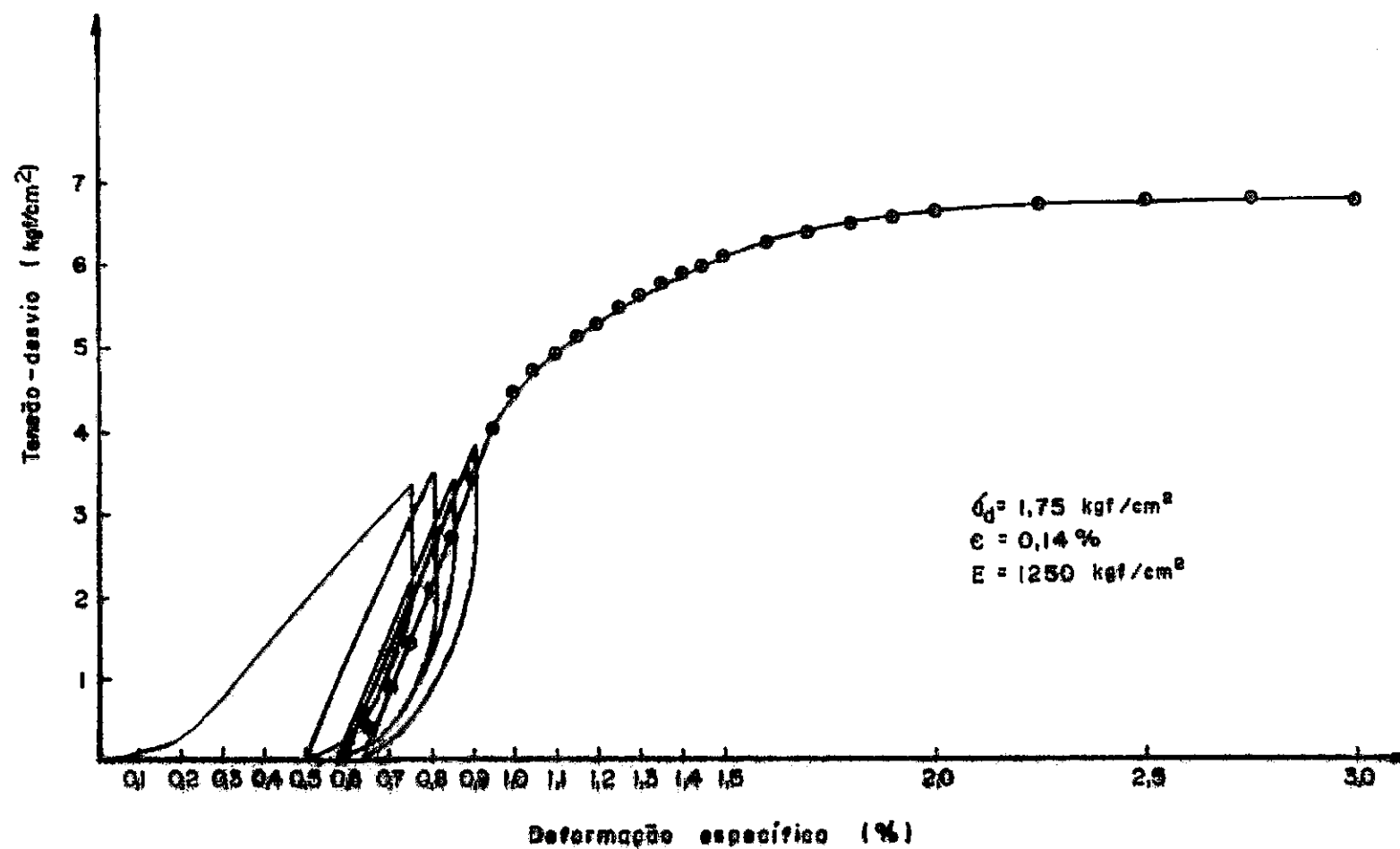


FIG.43- Ensaio UU - Amostra K

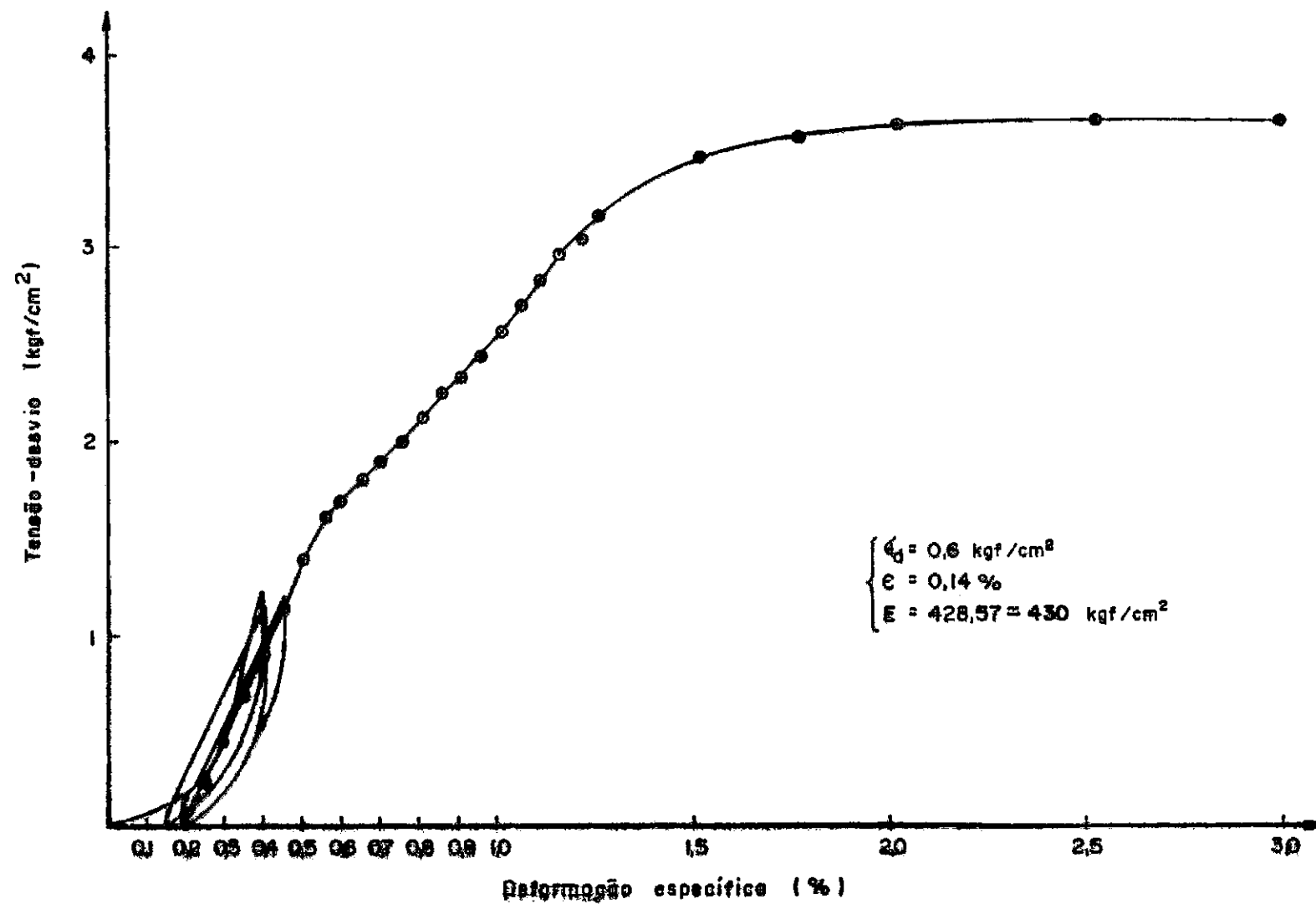


FIG.44 — Ensaio UU — Amostra A

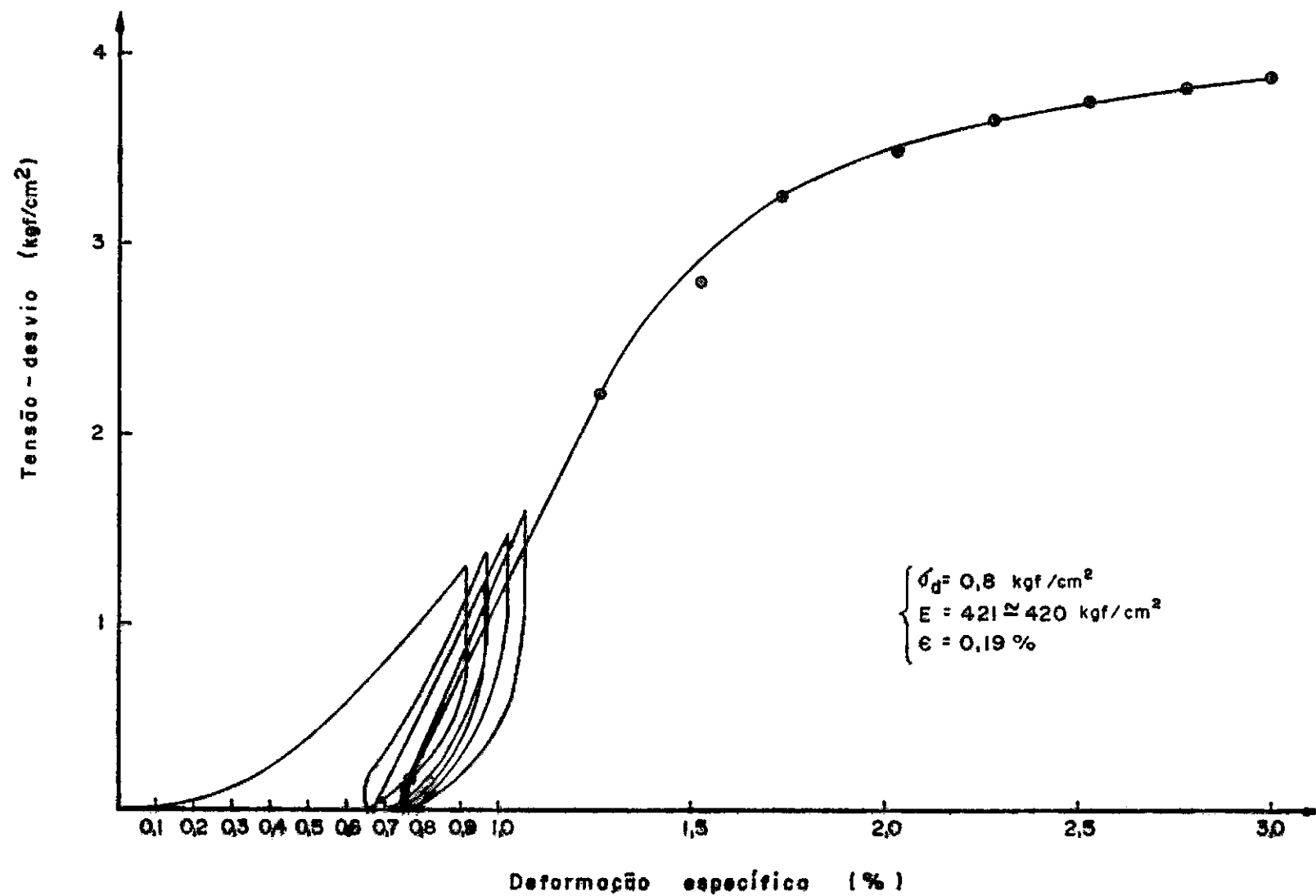


FIG.45— Ensaio UU — Amostra E

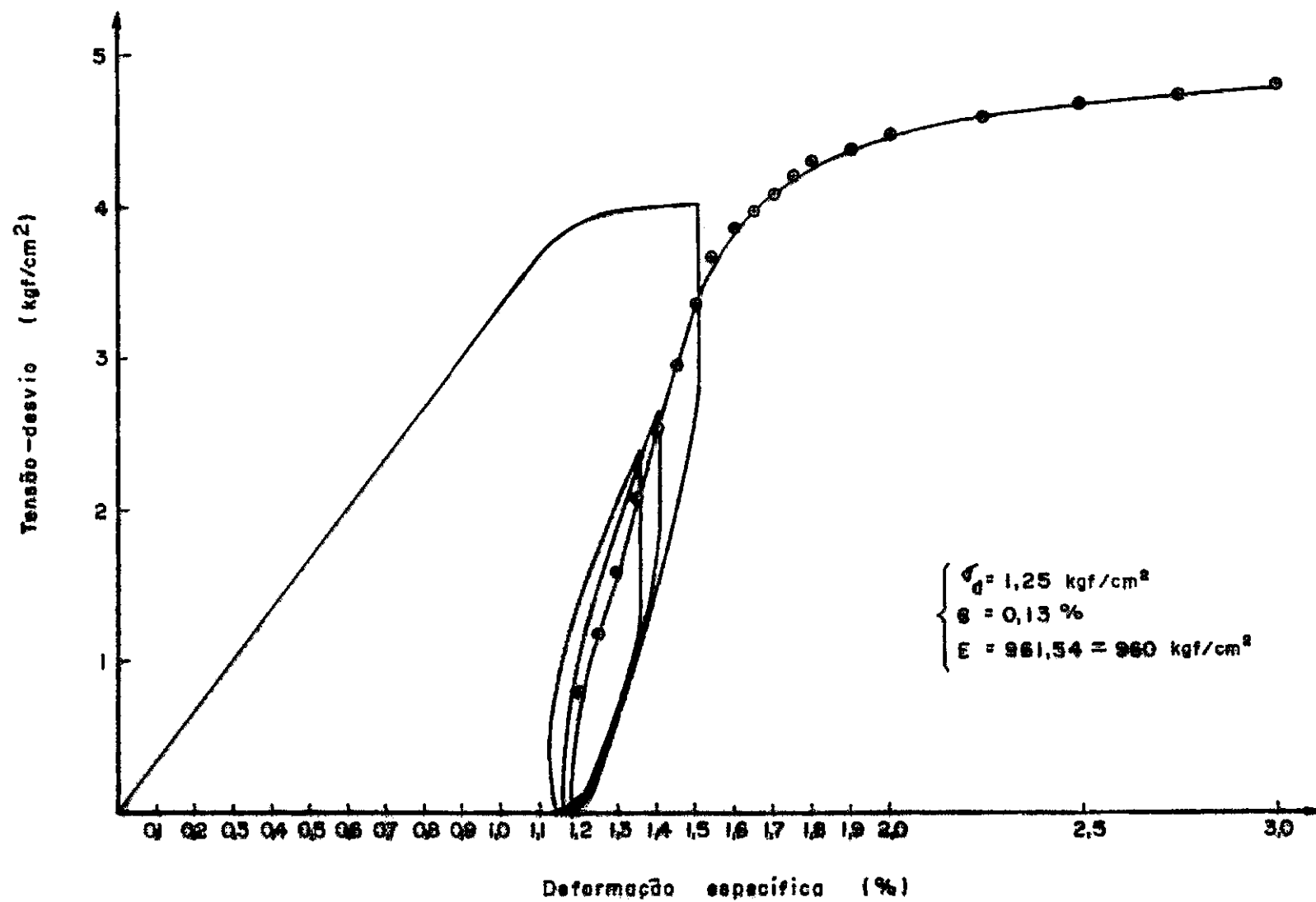


FIG.46— Ensaio UU — Amostra J

Portanto, muitos cuidados devem ser tomados na utilização de correlações empíricas, devido à ocorrência de certas exceções.

Embora o número de ensaios UU realizados seja insuficiente para conclusões definitivas, a maioria dos resultados obtidos apresentaram uma boa correlação entre o módulo estático e dinâmico. Isto estimula o prosseguimento deste estudo, inclusive com outros tipos de ensaios triaxiais, podendo ser de grande interesse em diversos setores da Mecânica dos Solos.

CAPÍTULO XMEDIÇÃO DA PRESSÃO NEUTRA TRANSIENTE

Embora escapando ao interesse principal da pesquisa, julgou-se válido tentar medir as pressões neutras produzidas nos corpos-de-prova sob cargas repetidas.

Para esse fim fez-se a conexão de uma célula de pressão (Bell & Howell) com a base da câmara de ensaio triaxial e ligou-se a um oscilógrafo e a um indicador VISHAY ("Strain indicator"). Mediante uma calibração correlacionou-se as pressões na célula com os registros oscilográficos. Dado às dificuldades de dispor-se de equipamentos normalmente utilizados nos ensaios convencionais, e de ter que modificar seu sistema elétrico para melhor rendimento nos ensaios dinâmicos, restringiu-se a experiência de medição de pressões neutras de curta duração a apenas dois ensaios. Entretanto, por dificuldade de de instrumentação, apenas um dos ensaios pôde ser levado a bom termo.

A amostra ensaiada apresentou as seguintes características:

Diâmetro = 5 cm;

Altura = 10 cm ;

Peso específico aparente seco = $1,880 \text{ gf/cm}^3$

Umidade = 14,7%

Grau de saturação = 97%

Tanto o condicionamento inicial como o ensaio propriamente dito realizaram-se na condição não-drenada. Adotou-se um único valor para a pressão confinante e a tensão-desvio, igual para ambas: $0,525 \text{ kgf/cm}^2$.

A frequência de aplicação e duração do carregamento foram 30 por minuto e 0,14 segundo, respectivamente.

Após a aplicação da pressão confinante, a pressão neutra estática medida foi $0,5 \text{ kgf/cm}^2$. Após 80 aplicações da tensão-desvio, a pressão neutra estática tinha aumentado cerca de $0,013 \text{ kgf/cm}^2$, correspondente a 3%, aproximadamente.

Verificou-se também um pequeno aumento na deformação permanente durante o ensaio, após 80 aplicações da tensão-desvio.

A pressão neutra transiente desenvolvida foi muito pequena, aproximadamente 6% da tensão aplicada.

As figuras 47 e 48 a seguir ilustram o registro de pressões obtido no oscilógrafo. Ambos os registros representam o mesmo ensaio, sendo obtidos com velocidades diferentes do papel do registrador.

Segundo Russell Hicks⁴, "o aumento da pressão neutra estática é devido ao desenvolvimento de deformações permanentes durante o carregamento repetido, podendo provocar a ruptura da amostra de solo ensaiada após um determinado número de

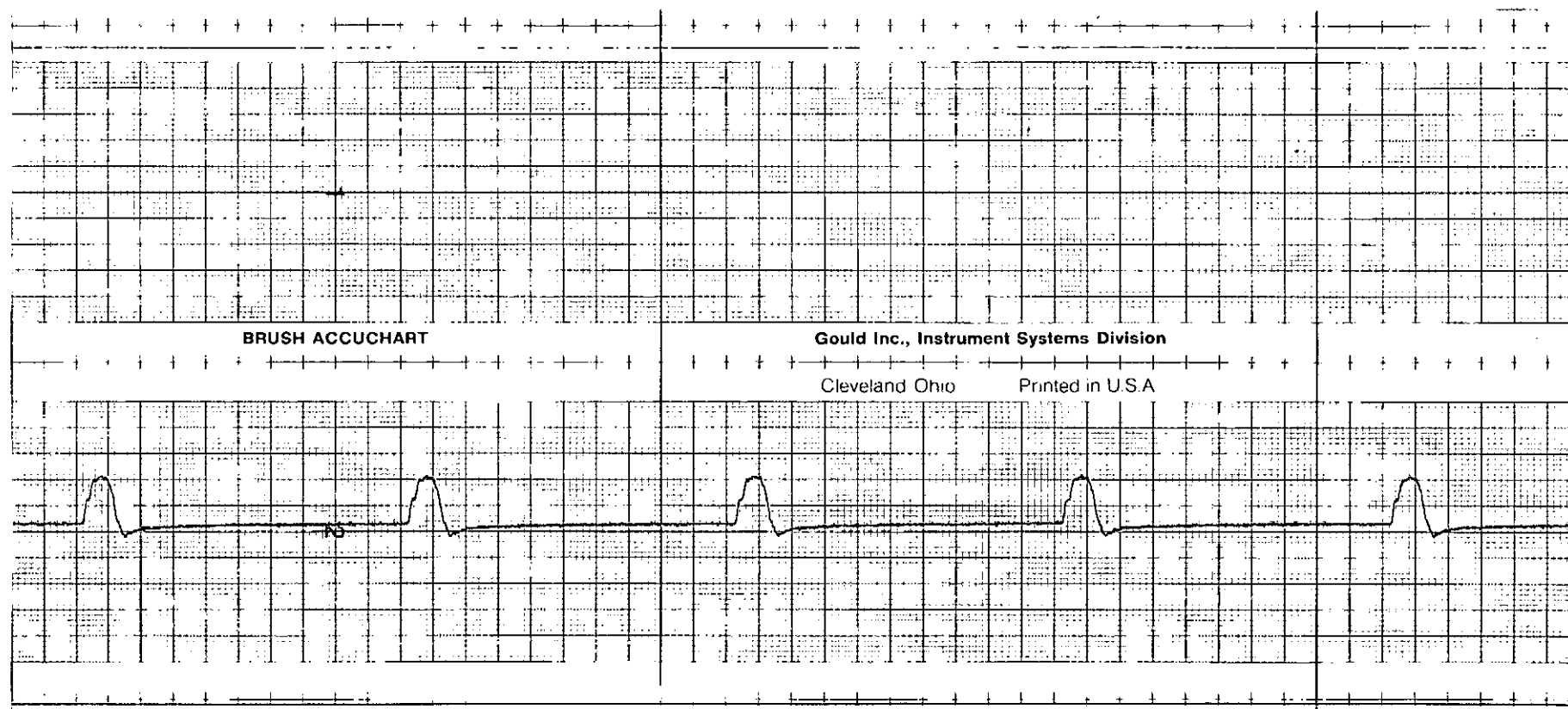


FIG.47 - Registro no oscilôgrafo das pressões neutras transientes

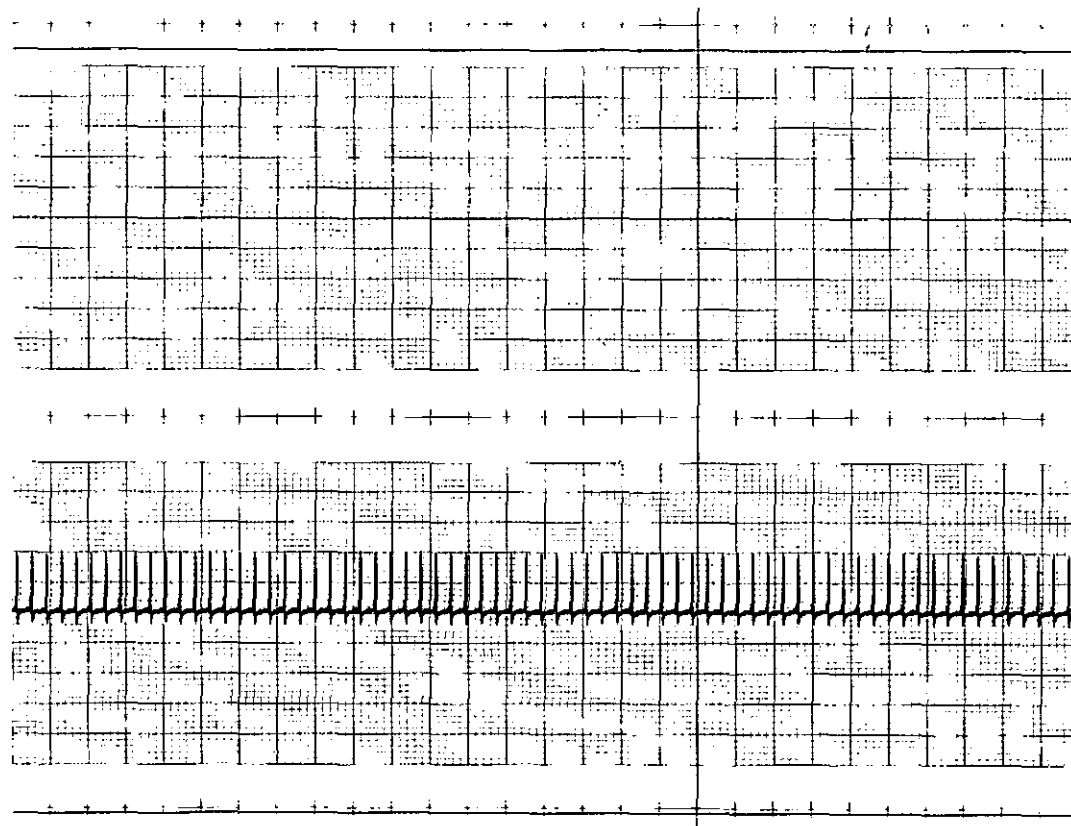


FIG.48 - Registro no oscilôgrafo das pressões neutras transientes

repetições de tensão-desvio. Se as amostras são condicionadas em estado drenado elimina-se o efeito das deformações permanentes iniciais, e mudanças nas propriedades tensão-deformação não ocorrem tão rapidamente, evitando ruptura da amostra durante o ensaio."

Valores baixos de pressões neutras transientes poderiam ser atribuídos a dificuldades de equalização destas ao longo da amostra de solo. Entretanto, Hicks realizou ensaios com medida de pressão em ambas as extremidades e não observou diferenças nos valores medidos, embora as características do material granular por ele estudado fossem diferentes das deste solo.

CAPÍTULO XIANÁLISE DA DEFORMABILIDADE DE UM PAVIMENTO

A difusão da análise numérica e da computação automática trouxe alento ao cálculo de tensões e deformações nos pavimentos, com a aplicação da teoria da elasticidade a sistemas em camadas (Burmister). Melhores possibilidades de cálculo foram trazidos pelo método dos elementos finitos, pois pode-se considerar módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson variáveis em cada camada do pavimento.

A construção de pistas experimentais instrumentadas tem propiciado muitas análises comparativas entre as tensões e deflexões observadas no campo e aquelas previstas por procedimentos numéricos e computacionais.

De acordo com as pesquisas realizadas por Seed e outros¹, Barksdale e Hicks²⁷, Hicks⁴ e muitos outros, as técnicas computacionais, quando usadas para simular o comportamento dos pavimentos, fornecem resultados com boa aproximação desde que os parâmetros utilizados (módulos de elasticidade, coeficientes de Poisson) sejam característicos dos materiais do pavimento e subleito quando submetidos ao carregamento repetido do campo. São exemplos o programa CHEV-5L da CHEVRON para camadas elásticas lineares e o FEPAVE, este desenvolvido na Universidade da Califórnia, Berkeley, para materiais elásticos não-lineares.

Na utilização destes programas, a estrutura do pavimento é considerada constituída de camadas horizontais e infinitas com exceção de uma das dimensões - a espessura. O carregamento de cada roda é considerado distribuído uniformemente numa área circular, acarretando uma distribuição de tensões axi-simétricas. Módulos resilientes e coeficientes de Poisson, determinados a partir de ensaios dinâmicos em laboratórios, são atribuídos às várias camadas do perfil de pavimento estudado.

A fim de ilustrar a influência das características resilientes no desempenho de um pavimento, escolheu-se como exemplo o trecho da BR-290, situada no Rio Grande do Sul, onde foi realizado um trabalho de campo que englobou avaliação, ensaios "in situ" e medidas de deflexão com a viga Benkelmann¹⁷.

Na Fig. 49 apresenta-se a seção do trecho escolhido e um exemplo de malha de elementos finitos usada para o cálculo das tensões e deformações pelo programa FEPAVE. A seção é constituída por um revestimento asfáltico com 6cm de espessura, base de brita tratada com cimento de 15cm e uma sub-base de solo residual de arenito com espessura média de 45cm, sobrejacente a um solo argilo-arenoso do grupo A-6. Estas e outras características dos materiais encontram-se num relatório de atividades do DNER¹⁷.

Os seguintes valores de módulos resilientes e coeficientes de Poisson foram selecionados:

- Revestimento: 15.000 kgf/cm^2 , correspondente a uma temperatura média entre 25°C e 30°C ; $\mu = 0,30$

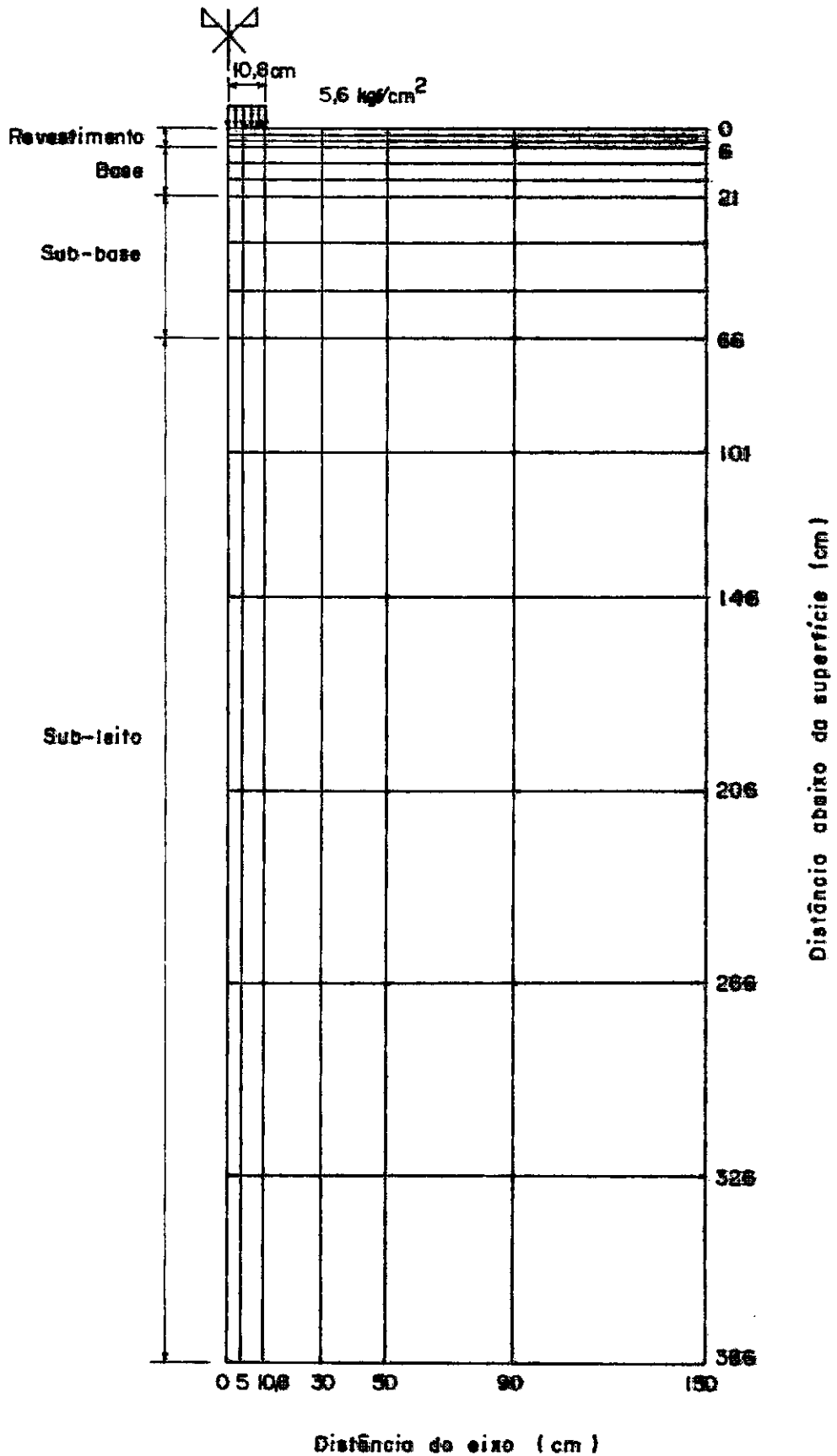


FIG.49— Perfil do pavimento da BR-290 (Rio Grande do Sul) e exemplo de malha de elementos finitos usado no cálculo das tensões e deflexões.

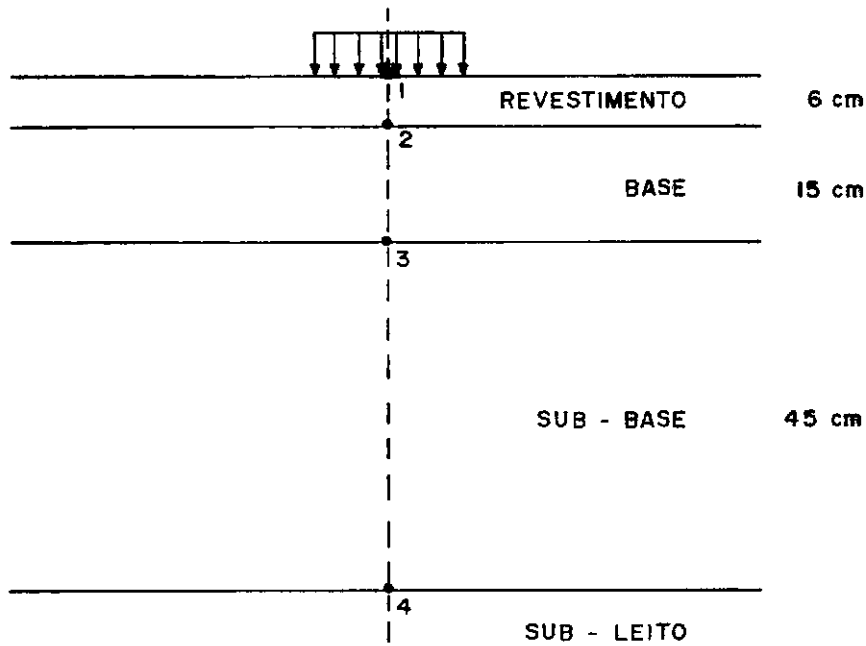
- Base: 70.000 kgf/cm^2 ; $\mu=0,20$
- Sub-base: $4009 \sigma_3^{0,78}$; $\mu=0,35$
- Subleito : 2.500 kgf/cm^2 (valor médio) ; $\mu=0,40$

Os módulos dos materiais da sub-base e subleito foram determinados em ensaios triaxiais de carga repetida com a mostras nas condições de campo. O módulo do revestimento obteve-se através de ensaios dinâmicos do tipo compressão diametral realizados pela equipe de pesquisa do GEIPOT em Brasília. O módulo da base e os coeficientes de Poisson apropriados aos materiais que constituem as camadas do pavimento foram tirados da publicação do TRB ² .

Na Fig. 50 apresentam-se as deformações verticais totais calculadas em 4 pontos do pavimento, situados sob o centro do carregamento, e a contribuição de cada camada na deflexão total da estrutura, igual a 0,18mm. Verifica-se a grande influência da camada de sub-base, constituída do solo de arenito, que contribui com 72% da deflexão total. Os módulos resilientes calculados ao longo da espessura desta camada e sob o carregamento variaram entre 140 e 170 kgf/cm^2 , crescendo com a profundidade.

Verifica-se, também, tensões radiais de tração da ordem de 4 kgf/cm^2 na posição inferior da base, no centro do carregamento, e tensões verticais no subleito de aproximadamente $0,04 \text{ kgf/cm}^2$.

O revestimento asfáltico, embora apresente defleu



a)

POSIÇÃO	DEFLEXÕES (mm)
1	0,18
2	0,16
3	0,15
4	0,02

CONTRIBUIÇÃO DE CADA CAMADA NA DEFLEXÃO TOTAL (0,18 mm)

b)

REVESTIMENTO - 0,02 mm - 11%
 BASE - 0,01 mm - 6%
 SUB - BASE - 0,13 mm - 72%
 SUB - LEITO - 0,02 mm - 11%

FIGURA 50 - a) - DEFLEXÕES CALCULADAS NA SEÇÃO DA BR-290
 b) - CONTRIBUIÇÃO DE CADA CAMADA NA DEFLEXÃO TOTAL DA ESTRUTURA

xões quase idênticas às da base, não possui, ao contrário desta, esforços radiais de tração em pontos situados abaixo do carregamento. Entretanto, estes manifestam-se em pontos situados afastados lateralmente do carregamento, mas de valor muito pequeno, entre $0,06 \text{ kgf/cm}^2$ e $0,15 \text{ kgf/cm}^2$.

Os resultados mostram que o material da sub-base, devido ao baixo nível de tensões a que está submetido no pavimento em causa, apresenta módulos resilientes muito pequenos e o comportamento da estrutura reflete a relação de módulos das camadas do pavimento.

Assim, a base pode estar sendo solicitada demasiadamente à flexão e, portanto, desenvolvendo-se tensões radiais de tração muito elevadas.

Portanto, se o material de base não apresentar resistência à tração superior a 4 kgf/cm^2 para as condições de carregamento impostas, o movimento transiente do tráfego provocará o trincamento e a desagregação da camada ao longo do tempo, havendo redução no seu módulo de deformação.

O revestimento asfáltico, por sua vez, inicialmente tendo um bom comportamento sob cargas, tenderá a apresentar deformações verticais e tensões de tração cada vez maiores, deteriorando-se com o tempo.

Com os dados de carregamento do exemplo, $5,6 \text{ kgf/cm}^2$ a pressão de inflação dos pneus e $10,8 \text{ cm}$ o raio da área de

contato pneu-revestimento, procurou-se simular a carga transmitida por uma roda simples. Um carregamento de roda dupla aumentaria, pois, as deflexões e tensões de tração calculadas, agravando a situação teórica prevista computacionalmente. Entretanto, não há, ainda, um procedimento que permita avaliar o efeito de um carregamento de roda dupla em sistemas de camadas elástico-não-lineares. O princípio da superposição só é aplicável a materiais elástico-lineares. Este assunto será abordado no prosseguimento da pesquisa DINAPAV a fim de possibilitar estudos comparativos entre as deflexões medidas no campo e as calculadas computacionalmente, pois que, enquanto aquelas decorrem de um carregamento duplo, as deflexões calculadas correspondem a um carregamento simples.

Os resultados e as conclusões do trabalho de campo¹⁷ indicaram conceito "mau" para a faixa da direita e "regular" para a faixa da esquerda. Na Fig. 51 apresenta-se o croqui do trecho estudado e as deflexões médias obtidas com a viga Benkelmann. Valores menores das deflexões na faixa da esquerda coincidem com seu estado bastante superior em relação ao da faixa da direita, onde a frequência de tráfego pesado é maior, a base apresenta indícios de desagregação e o revestimento asfáltico encontra-se em estado avançado de deterioração com muitas fissuras e remendos¹⁷.

verifica-se, portanto, uma compatibilidade entre a situação prevista pela técnica computacional empregada e a situação de campo.

DEFLEXÕES MEDIDAS

FAIXA ESQUERDA { TRE - 0,33 mm
TRI - 0,47 mm

FAIXA DIREITA { TRE - 0,85 mm
TRI - 0,78 mm

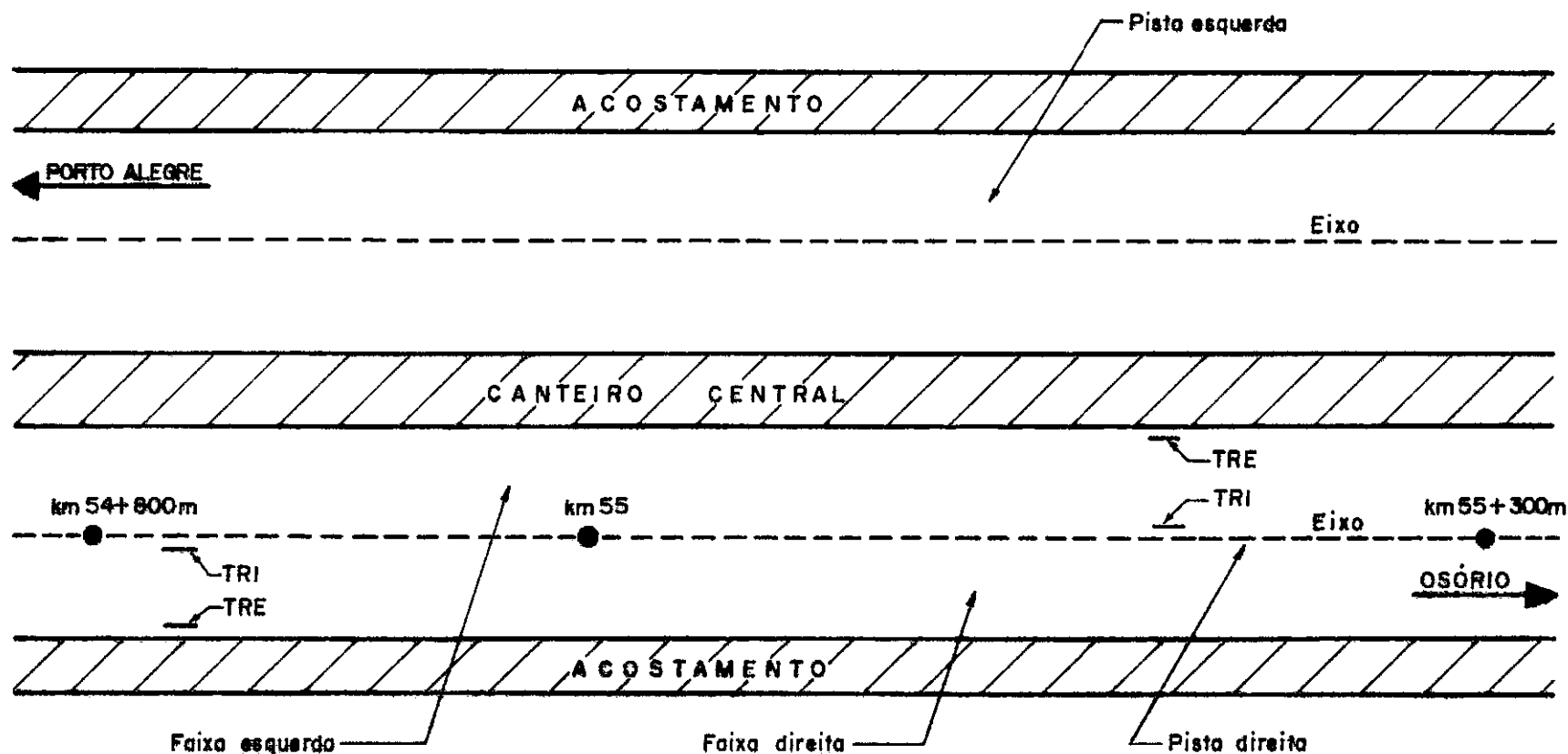


FIG. 51 — Croqui da trecho estudado (BR-290/RS, Porto Alegre — Osório).

Na Fig. 52 apresentam-se as características resili_ientes de vários materiais granulares selecionados na literatura¹⁹. A linha tracejada representa o solo de arenito estudado nesta tese nas condições de umidade ótima e densidade máxima da curva de energia intermediária. Pode-se dizer que não existem solos resilientes e solos não-resilientes, porém, solos com grau de resiliência maior ou menor.

O tipo de análise exemplificada neste capítulo constitui-se, pois, numa ferramenta auxiliar de grande valor na verificação da performance de um pavimento que foi projetado, inicialmente, pelos métodos convencionais baseados no CBR.

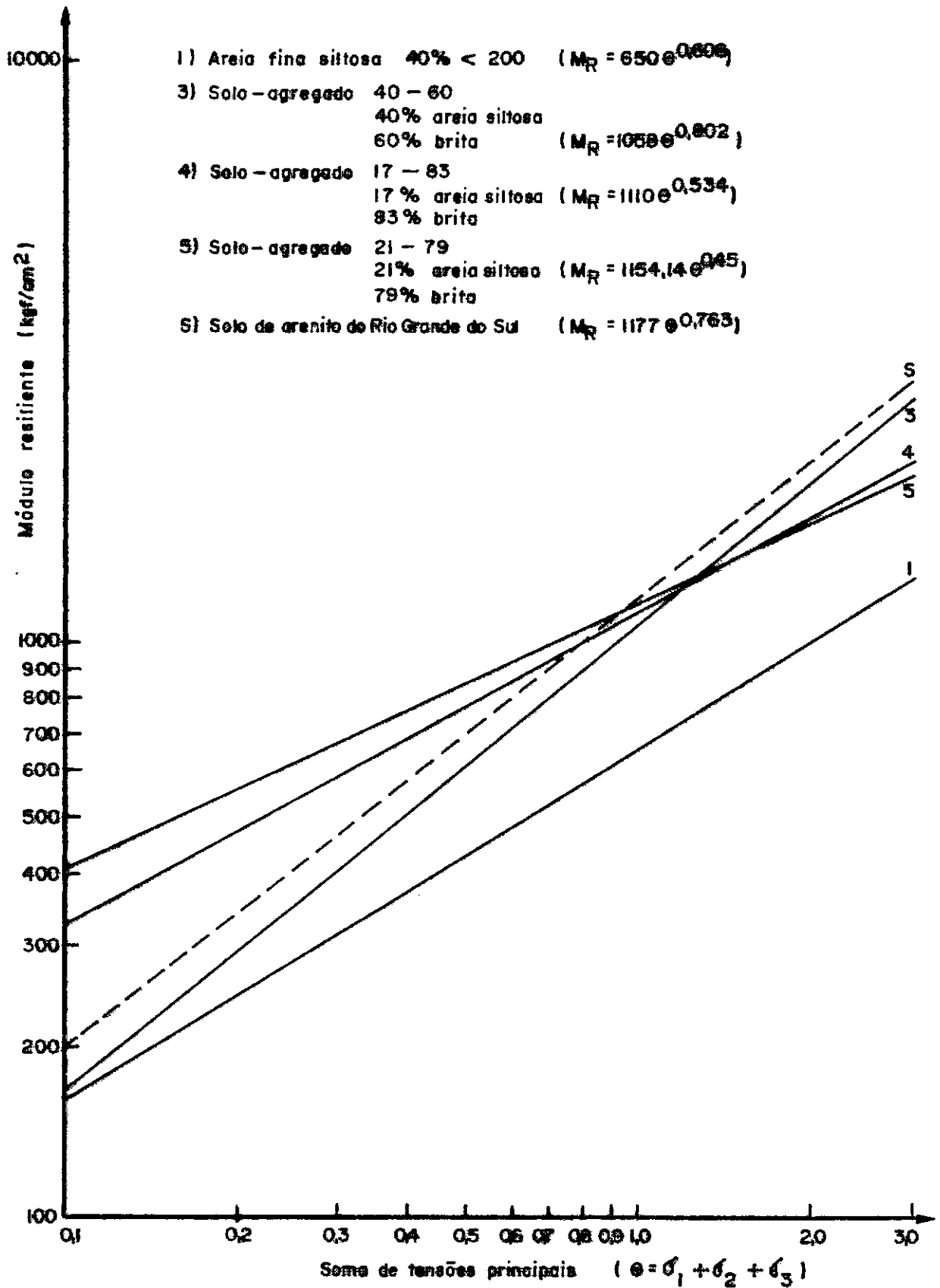


FIG52 — Características resilientes de materiais granulares.

CAPÍTULO XIICONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA12.1 - CONCLUSÕES

1. O equipamento de ensaio triaxial dinâmico montado no Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ, que compreende dispositivo de aplicação da tensão-desvio transiente e de pressão confinante, ambas por meio de ar comprimido, e de sensores eletromagnéticos que detectam a deformação axial transiente e cujo sinal elétrico é registrado, após amplificação, num oscilógrafo, permite determinar o módulo resiliente de corpos-de-prova de solos utilizados em pavimento, de forma satisfatória.

2. Foi comprovada a possibilidade de eliminar satisfatoriamente a influência da história de tensões (deformações plásticas) na determinação do módulo resiliente pelo condicionamento prévio da amostra que se submete a um ciclo de solicitações repetidas a diferentes níveis de tensão.

3. Verificou-se que o solo de arenito (areia fina siltosa) tem o módulo resiliente muito sensível ao grau de saturação, e quando este se aproxima de 100%, o módulo diminui muito. Entretanto, a magnitude desta variação depende do valor das tensões confinantes. Variações superiores a 100% no módulo foram observadas. A repercussão prática do efeito da embebição de uma camada de pavimento constituída do solo estudado está na deformabi-

lidade aumentada e consequentes danos à estrutura.

4. O módulo resiliente do solo estudado varia muito com a tensão confinante, crescendo com esta, e varia relativamente pouco com a tensão-desvio; obtiveram-se valores entre 600 kgf/cm^2 e 5000 kgf/cm^2 para tensões confinantes entre $0,2 \text{ kgf/cm}^2$ e $1,4 \text{ kgf/cm}^2$, dependendo esta variação da umidade e densidade de compactação.

5. Conforme seja o ensaio triaxial dinâmico drenado ou não-drenado, varia o módulo resiliente, sendo menor para esta condição do que para aquela. Obteve-se diferenças de 1,3 a 1,6 vezes entre os módulos nas condições drenadas e não-drenadas.

6. Os ensaios dinâmicos realizados em amostras de solo compactadas em diferentes condições de umidade e densidade, demonstraram uma tendência de diminuição do módulo resiliente com o aumento da umidade ao longo da curva de compactação. Entretanto, a magnitude desta variação depende do valor das tensões confinantes utilizadas no ensaio.

7. É possível estabelecer uma correlação entre o módulo elástico determinado em ensaio triaxial não-adensado e não-drenado (UU) após alguns ciclos de carregamento e descarregamento, e o módulo resiliente; obteve-se para o solo de arenito: $M_R = 3 \text{ a } 3,5 M_{50\%}$, onde $M_{50\%}$ é o módulo tangente a 50% da tensão máxima após vários ciclos de carga e descarga lentos, e M_R é o módulo resiliente.

8. Não é possível estabelecer uma correlação satisfatória entre os módulos resilientes e os valores CBR, visto que os diversos fatores influentes no módulo resiliente não são levados em conta no ensaio CBR. Aliás, um pavimento bem dimensionado quanto ao CBR, ou seja, consideradas as deformações permanentes e a resistência ao cisalhamento, poderá apresentar deformações elásticas excessivas, fato de longa data reconhecido.

9. Através do conhecimento dos módulos resilientes e da aplicação do método dos elementos finitos, que permite considerar o módulo variável para cada camada, pode se levar em conta a deformabilidade das camadas do pavimento e do sub-leito; este tipo de análise permitirá interpretar não somente defeitos prematuros de pavimentos flexíveis "bem dimensionados" pelo método do DNER, baseado no valor CBR, como cuidar de aperfeiçoar o citado método, a exemplo do que procurou fazer Hveem ao sugerir o uso do resiliômetro.

10. O estudo bibliográfico feito e a ampla consideração de parâmetros influentes na pesquisa realizada com o solo arenoso, permitem afastar a idéia de que existem solos resilientes e solos não-resilientes, pois na verdade tem-se solos com grau de resiliência maior ou menor, ou mais ou menos sensíveis a diferentes parâmetros. Um pavimento, entretanto, poderá apresentar um comportamento muito ou pouco resiliente, dependendo do tipo de estrutura e materiais utilizados.

12.2 - SUGESTÕES DE PESQUISAS

1. Prosseguimento dos ensaios triaxiais dinâmicos para a caracterização de outros solos quanto às propriedades resilientes sob a influência de parâmetros diversos de compactação e tensões confinantes; na escolha dos solos atentar-se-ia para os de interesse regional utilizados em pavimentação.

2. Montagem de aparelhagem para ensaios de compressão diametral, o que permitirá estender o estudo dos módulos resilientes às misturas betuminosas e misturas de solo estabilizado com aditivos; também deveria ser considerada a possibilidade de realizar ensaios em corpos-de-prova de diâmetro suficiente para materiais granulares utilizados em lastros ferroviários.

3. Estudos comparativos de medição de deformação de pavimento no campo com valor previsto através de cálculo computacional em que se utilizem parâmetros elásticos ou resilientes determinados em ensaios dinâmicos de laboratório, visando chegar a um método para a consideração da deformabilidade no dimensionamento dos pavimentos.

BIBLIOGRAFIA

1. SEED, H.B.; MITRY, F.G.; MONISMITH, C.L. e CHAN, C.K. -
"Prediction of Flexible Pavement Deflections from Laboratory Repeated - Load Tests", National Cooperative Highway Research Program Report 35, Highway Research Board, 1967.
2. TRANSPORTATION RESEARCH BOARD - "Test Procedures for Characterizing Dynamic Stress-Strain Properties of Pavement Materials", Special Report 162, T.R.B., 1975.
3. SEED, H.B.; CHAN, C.K. e LEE, C.E. - "Resilience Characteristics of Subgrade Soils and their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements", First International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, Agosto/1962.
4. HICKS, R.G. - "Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials" - Tese de Doutorado, Universidade da Califórnia, Berkeley, Maio/1970.
5. ALLEN, J.J., "The Effect of Stress History on the Resilient Response of Soils", TR-M-49, U.S. Army Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, Illinois, 1973.
6. SEED, H.B. e CHAN, C.K. - "Effect of Stress History and Frequency of Stress Application on Deformation of Clay Subgrades under Repeated Loading", Proceedings, Highway Research Board, vd.37, 1958.

7. KALCHEFF, I.V. e HICKS, R.G. - "A Test Procedure for Determining the Resilient Properties of Granular Materials", Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, Vol.1, nº6, Novembro/1973.
8. HICKS, R.G. e MONISMITH, C.L. - "Factors Influencing the Resilient Response of Granular Materials", Highway Research Board, Record nº 345, 1971.
9. BARKSDALE, R.D. - "Compressive Stress Pulse Times in Flexible Pavement for use in Dynamic Testing", Highway Research Board, Record nº 345, 1971.
10. HAYNES, J.H. e YODER, E.J. - "Effects of Repeated Loading on Gravel and Crushed Stone Base Course Materials Used in the AASHO Road Test", Highway Research Board, Record nº39, 1963.
11. YANDELL, W.O. - "Some Effects of Repeated Loads", Proceedings of the Third Conference of Australian Road Research , Sydney, 1966.
12. LAREW, H.G. e LEONARDS, G.A. - "A Strength Criterion for Repeated Loads", Proceedings of Highway Research Board, Vol.41, 1962.
13. BROWN, S.F. - "Repeated Load Testing of a Granular Material", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.100, Nº GT7, Julho/1974.

14. BALIGH, M.M. e LEVADOUX, J.M - "Consolidation Theory for Cyclic Loading", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.104, Nº GT4, Abril/1978.
15. SEED, H.B. e CHAN, C.K. - "Effect of Duration of Stress Application on Soil Deformation under Repeated Loading", Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961.
16. YEAMAN, J. - "Characterisation of Base Course Materials by Repeated Loading Approach", Symposium on Recent Developments in the Analysis of Soil Behaviour and their Application to Geotechnical Structures, Australia, Julho/1975.
17. PINTO, S. - "Análise do Pavimento da BR-290/RS, Porto Alegre-Osório", Relatório de Atividades do DNER, Março/1978.
18. SEED, H.B. e FEAD, J.W.N - "Apparatus for Repeated Load Tests on Soils", American Society for Testing and Materials, S.T.P. nº 254, 1959.
19. BARKSDALE, R.D. - "Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials", Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, 1972.
20. MONISMITH, C.L.; OGAWA, N. e FREEME, C.R. - "Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading", Transportation Research Board, Record nº 537m 1975.

21. SAUER,E.K. e MONISMITH,C.L. - "Influence of Soil Suction on the Behaviour of Glacial Fill Subjected to Repeated Loading", Highway Research Board, Record nº 215, 1968.

22. SEED,H.B. e MCNEILL,R.L. - "A Comparative Study of Soil Deformation in Normal Compression and Repeated Loading Tests", A paper prepared for presentation at the 35th Annual Meeting of the Highway Research Board,Washington D.C., Janeiro/1956.

23. FOLQUE,J. - "Dynamic Triaxial Tests of Compacted Unsaturated Soils", Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1966.

24. AHMED,S.B. e LAREW,H.G. - "A Study of the Repeated Load Strength Moduli of Soils", First International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, 1962.

25. WILSON,N.E. e GREENWOOD,J.R. - "Pore Pressures and Strains after Repeated Loading of Saturated Clay", Canadian Geotechnical Journal, Vol.11, nº2, Maio/1974.

26. MANRIQUE LARA-THOMAS - "Time-Dependent Deformation of Clay Soils under Shear Stress", First International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, 1962.

27. BARKSDALE,R.D. e HICKS,R.G. - "Material Characterization and Layered Theory for Use in Fatigue Analysis", Transportation Research Board, Special Report 140, 1973.

28. DEHLEN, G.L. e MONISMITH, C.L. - "Effect of Nonlinear Material Response on the Behaviour of Pavements under Traffic", Highway Research Board, Record nº 310, 1970.
29. WHIFFIN, A.C. e LISTER, N.W. - "The Application of Elastic Theory to Flexible Pavements", First International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, 1962.
30. ZUBE, E. e FORSYTH, R. - "A Resilience Design Procedure ofr Flexible Pavements", Highway Research Board, Record nº 189, 1967.
31. HVEEM, F.N.; ZUBE, E.; BRIDGES, R. e FORSYTH, R. - "The Effect of Resilience-Deflection Relationship on the Structural Design of Asphaltic Pavements", First International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements Proceedings, University of Michigan, 1962.
32. HVEEM, F.N. - "Pavement Deflections and Fatigue Failures", Highway Research Board, Bulletin 114, 1955.
33. DRENNON, C.B. e KENIS, W.J. - "Response of a Flexible Pavement to Repetitive and Static Loads", Highway Research Board Record nº 337, 1970.
34. NUNN, M.E. - "Theoretical Evaluation of the Effect of Temperature on the Fatigue Behaviour of Bituminous Road-Bases", Transport and Road Research Laboratory, Report LR 594, 1973.
35. KAWAKAMI, F. e OGAWA, S. - "Strength and Deformation of Soil

Subjected to Repeated Stress Applications", Sixth International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Canadá, 1965.

36. DUNCAN, J.M.; MONISMITH, C.L. e WILSON, E.L. - "Finite Element Analysis of Pavements", Highway Research Board, Record 228, Janeiro/1968.
37. PREVITERA FILHO, J. - "Efeito da Temperatura na Deformabilidade dos Pavimentos Asfálticos", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Maio/1974.
38. PINTO, C.S. - "Equipamento Reduzido para Moldagem de Corpos de Prova de Solo - Aditivos", Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 87 - GTM - 65-01, 1965.